



Daniela Marisa Ludovico da Costa e Palma

Licenciatura em Engenharia Geológica

Aplicação de geossistemas em obras de proteção costeira, o caso da restinga de Ofir

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Geológica

Orientadora: Doutora Eng.^a Paula F. da Silva, Professora auxiliar, FCT NOVA

Co-orientador: Mestre Eng.^o Alexandre Manuel Gameira Dos Santos Ferreira, DGRM

Júri:

Presidente: Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas, Professor Auxiliar, FCT/UNL

Arguente: Doutora Sofia Maria Mesquita Soares, Professora Adjunta, Instituto Politécnico de Beja

Vogal: Mestre Alexandre Manuel Gameira dos Santos Ferreira, Técnico Superior, DGRM



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Setembro, 2016

Aplicação de geossistemas em obras de proteção costeira, O caso da restinga de Ofir

Copyright © Daniela Marisa Ludovico da Costa e Palma, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade NOVA de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Ao meu Avô

Desejo agradecer a todos os que à sua maneira acompanharam o meu percurso académico que culminou na concretização desta dissertação.

Devo agradecer em especial à minha orientadora Professora Ana Paula Silva, pela sua prontidão, empenho e compreensão na forma como orientou o meu trabalho. E também ao Engenheiro Alexandre Santos-Ferreira, meu co-orientador, pela disponibilidade mostrada e pelo encorajamento dado em todas as fases deste percurso. Um muito obrigado aos dois pelo apoio constante.

Agradeço também a todos os professores da FCT-UNL, em particular aos professores do Departamento de Ciências da Terra, que contribuíram para a minha formação académica.

À minha família e amigos, agradeço por me apoiarem incondicionalmente em todos os momentos e por terem tido uma especial paciência durante este período.

Aos meus colegas e supervisores da Reditus, por toda a compreensão e flexibilidade com que sempre acomodaram a minha situação de trabalhadora-estudante.

Agradeço ainda à DGRM – Direção Geral de Recursos Marinhos, pela oportunidade de estagiar na vossa instituição e pela disponibilização dos recursos que levaram à concretização desta dissertação.

Por fim agradeço à Polis Litoral Norte, SA. pela disponibilização dos dados do caso de estudo analisado nesta dissertação. Um agradecimento particular à Engenheira Anabela Estevão pelo apoio prestado.

Por tudo isto, o meu mais sincero obrigado.

Resumo

O Litoral oeste português, onde se localiza a restinga de Ofir, é banhado pelo oceano Atlântico, característico pelo seu regime energético que, aliado a outras causas, em muito contribui para o fenómeno de erosão costeira. Destaca-se, ainda, que os territórios costeiros, em Portugal, concentram a maioria da população, das infraestruturas e das atividades económicas.

Recentemente, e com a intenção de uma solução mais sustentada, tem-se verificado a crescente utilização de geossistemas em Engenharia Costeira como alternativa aos materiais mais convencionais.

A restinga de Ofir, defesa natural tanto do rio Cávado como da frente urbana de Esposende, foi intervencionada em 2015, tendo-se referido a uma solução com geossistemas para impedir o seu recuo.

Com base nos relatórios de fiscalização da obra, foi analisada a solução implementada e discutida a sua viabilidade enquanto solução permanente, motivado pela necessidade de aprofundar o conhecimento do comportamento destes materiais sob influência de regimes de maior agitação marítima.

Palavras-chave: Ofir; Restinga; Geocilindros; Geossintéticos; Geossistemas; Proteção Costeira.

Abstract

Portugal's western coast, where Ofir's spit is located, is bathed by the Atlantic Ocean which can be characterized by its energy regime that allied to other causes contributes in a large amount to the phenomenon of coastal erosion.

It is important to say that Portuguese's coastal territories concentrate most of the country's population, infrastructures and economic activity. Recently, with the intention to create a more sustainable solution, there has been a growing use of geosystems on coastal engineering as an alternative to the more conventional materials.

Ofir's Spit, as a natural defense both for the Cavado River and the Esposende's urban front, suffered an intervention in 2015 where it was chosen a solution using geosystems to prevent its migration. Based on the monitoring campaign it was analyzed the implemented solution and discussed its viability as a permanent solution motivated by the necessity to deepen the knowledge about these materials' behavior under the influence of high energy waves.

Keywords: Ofir; spit; geosynthetic; geosystems; geotubes; coastal protection

Conteúdo

AGRADECIMENTOS.....	III
RESUMO.....	V
ABSTRACT	VII
CONTEÚDO	IX
SIMBOLOGIA.....	XV
INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVO.....	1
1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2 ESTRUTURAS DE PROTEÇÃO COSTEIRA.....	7
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	7
2.2 ESTRUTURAS CONVENCIONAIS.....	7
2.2.1 Tipos de estruturas convencionais	7
2.2.2 Mecanismos de rotura	14
2.3 GEOSSISTEMAS NAS OBRAS DE PROTEÇÃO COSTEIRA.....	19
2.3.1 Aspetos gerais dos geossintéticos.....	19
2.3.2 Tipos de geossistemas.....	26
2.3.3 Aspetos associados ao dimensionamento	29
2.3.4 Exemplos de Aplicação.....	31
3 RESTINGA DE OFIR: DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO.....	39
3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	40
3.1.1 Enquadramento geológico e geomorfológico	40
3.1.2 Condições hidrodinâmicas	41

3.2	EVOLUÇÃO RECENTE DA RESTINGA (1995 A 2013) E HISTÓRICO DE INTERVENÇÕES	45
3.3	REFORÇO DA RESTINGA DE OFIR COM GEOCILINDROS	49
3.3.1	<i>Caraterísticas associadas ao dimensionamento dos geocilindros</i>	<i>49</i>
3.3.2	<i>Características dos geocilindros.....</i>	<i>51</i>
3.3.3	<i>Configuração da solução adotada.....</i>	<i>53</i>
4	REABILITAÇÃO DA RESTINGA DE OFIR: ANÁLISE DO COMPORTAMENTO	59
4.1	ANALISE DOS RELATÓRIOS DE FISCALIZAÇÃO DE ACOMPANHAMENTO DA OBRA.....	59
4.2	ANALISE DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA.....	60
4.3	CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO.....	63
5	CONCLUSÕES	71
	REFERÊNCIAS	75
	ANEXOS	81
Anexo 1.	Propriedades dos polímeros	
Anexo 2.	Classificação dos geossintéticos de acordo com a estrutura resultante da técnica usada no fabrico	
Anexo 3.	Principais funções dos geossintéticos	
Anexo 4.	Comparação de normas entre diferentes organismos	
Anexo 5.	Planta da intervenção na Restinga de Ofir com a identificação dos geocilindros - cada um com 50m de comprimento	

Lista de Figuras

FIGURA 2.1 - OBRA LONGITUDINAL ADERENTE NA COSTA DA CAPARICA.....	10
FIGURA 2.2 – A: REVESTIMENTO EM BETÃO ARMADO COMO PROTEÇÃO DE UM SISTEMA DUNAR. B: REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE PROTEÇÃO COM REVESTIMENTO ROCHOSO.	10
FIGURA 2.3 – A: ESPORÃO ISOLADO NA PRAIA PONTA D'AREIA NO MARANHÃO, BRASIL. B: CAMPO DE ESPIGÕES EM QUARTEIRA, PORTUGAL.....	11
FIGURA 2.4 - CAMPO DE ESPIGÕES E REAJUSTE DA LINHA DE COSTA.....	12
FIGURA 2.5 –QUEBRA-MARES DESTACADOS NA FOZ DO DOURO, VILA NOVA DE GAIA (A) E SUBMERSO (B).....	12
FIGURA 2.6 – EFEITO NO TRANSPORTE SEDIMENTAR DE UM CAMPO DE QUEBRA- MARES DESTACADOS.....	13
FIGURA 2.7 – QUEBRA-MARES NA PRAIA DA BARRA, AVEIRO	13
FIGURA 2.8 - MOLHES PARA PROTEÇÃO DO PORTO DE LEIXÕES, PORTUGAL	13
FIGURA 2.9 - OBRAS DE ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL NAS PRAIAS DA COSTA DE CAPARICA, PORTUGAL	14
FIGURA 2.10 - FORMAS DE ROTURA E COLAPSO DAS OBRAS LONGITUDINAIS ADERENTES	15
FIGURA 2.11 - FORMAS DE ROTURA E COLAPSO ESTRUTURAS DO TIPO ESPORÃO ...	16
FIGURA 2.12 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO DE GEOCILINDRO NA PROTEÇÃO CONTRA A EROSÃO	27
FIGURA 2.13- DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO β DA EQUAÇÃO 3.5	31
FIGURA 2.14 - PORMENORES DO CORTE TRANSVERSAL DE UM ESPORÃO COM GEOCILINDROS EM KOCHI, INDIA; OS GEOCILINDROS A E B TÊM DIÂMETROS E SEÇÕES DE, RESPETIVAMENTE 3 M E 4,4X1,5 M E 1M E 1,5X0,5M.....	32
FIGURA 2.15 - REPRESENTAÇÃO DO PERFIL DA RECONSTRUÇÃO DO TALUDE SUBMERSO EM ZOUTKAMP, HOLANDA.....	33
FIGURA 2.16 - ESQUEMA DA LOCALIZAÇÃO E CONFIGURAÇÃO DO QUEBRA-MAR DESTACADO NA PRAIA DE YOUNG-JIN, COREIA DO SUL.....	34
FIGURA 2.17 – VISTA SOBRE A AÉREA DA EXTENSÃO DO SISTEMA DUNAR DE LEIROSA SOB REABILITAÇÃO.....	35
FIGURA 2.18 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA SOLUÇÃO COM COLCHÕES DE AREIA E GEOCILINDROS.....	35

FIGURA 2.19 - ESQUEMA DA INTERVENÇÃO NO SISTEMA DUNAR DE ESTEL A, PORTUGAL	36
FIGURA 3.1 - LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA DA ÁREA DE ESTUDO, IDENTIFICADA A LARANJA.....	39
FIGURA 3.2 - LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA DAS ESTRUTURAS DE PROTEÇÃO COSTEIRA EXISTENTES A SUL DA RESTINGA, ASSINALADA A AMARELO	40
FIGURA 3.3 – MODELO DIGITAL DE ALTITUDES (MDA) REALIZADO COM LEVANTAMENTOS TOPO-HIDROGRÁFICOS DE NOVEMBRO DE 2009, À ESQUERDA, E NOVEMBRO DE 2011, À DIREITA	47
FIGURA 3.4 – EVOLUÇÃO DA RESTINGA EM VISTAS AÉREAS DESDE 1995 ATÉ 2013....	48
FIGURA 3.5 - PORMENOR DA SOBREPOSIÇÃO DAS EXTREMIDADES DOS GEOCILINDROS	52
FIGURA 3.6 – GEOCILINDROS DE BASE: PORMENOR DO ENCHIMENTO DE UM, À ESQUERDA, E ABERTURA PARA O ENCHIMENTO, À DIREITA.....	52
FIGURA 3.7 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA, EM PERFIL TRANSVERSAL, DO REFORÇO ADOTADO PARA A RESTINGA	54
FIGURA 3.8 - LOCALIZAÇÃO DAS ZONAS DE EMPRÉSTIMO	55
FIGURA 4.1 - ROTAÇÃO DE UM GEOCILINDRO NO LADO DO MAR, DA FIADA DE BASE, CAPTURADO EM SETEMBRO DE 2015	59
FIGURA 4.2 - ASPETO DA RESTINGA EM JANEIRO DE 2016, APÓS A CONCLUSÃO DAS OBRAS DE REFORÇO; VISTA PARA SO	61
FIGURA 4.3 - INDÍCIOS DE EROÇÃO POR GALGAMENTO DA ESTRUTURA.....	61
FIGURA 4.4 - RESTINGA DO LADO DO RIO, COM DESTAQUE PARA A ROTURA DE UM GEOCILINDRO; FOTOGRAFIA DE 14-01-2016	62
FIGURA 4.5 - GEOCILINDRO DO TOPO NO LADO DO MAR, EM QUE SÃO EVIDENTES MIGRAÇÕES DE AREIA;.....	62
FIGURA 4.6 - FOTOGRAFIAS EM JANEIRO DE 2016 (ESQUERDA) E EM NOVEMBRO DE 2015 (DIREITA) DO ASPECTO DOS GEOCILINDROS DO LADO DO OCEANO	63
FIGURA 4.7 - IDENTIFICAÇÃO DO GEOCONTENTOR COM MENOR ESTABILIDADE HIDRÁULICA, ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE GEOCONTENTORES VIZINHOS NA ESTABILIDADE	65
FIGURA 4.8 - FLUXOGRAMA PARA A APLICAÇÃO DAS EQUAÇÕES 2.3 E 2.4	66
FIGURA 4.9 - PORMENOR DOS COEFICIENTES PROPOSTOS PARA A APLICAÇÃO DAS EQUAÇÕES 2.3 E 2.4.....	67
FIGURA 4.10 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA CONFIGURAÇÃO DA RESTINGA COM OS PRESSUPOSTOS PROPOSTOS POR RECIO (2008)	68

Lista de Tabelas

TABELA 2.1 - PRINCIPAIS TIPOS DE ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA	8
TABELA 2.2 - VANTAGENS E DESVANTAGENS ASSOCIADOS A CADA ESTRUTURA TRADICIONAL APRESENTADA.	9
TABELA 2.3 - MECANISMOS DE ROTURA E PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS	18
TABELA 2.4 - TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS MAIS USUAIS	22
TABELA 2.5 - GEOSSINTÉTICOS E EXEMPLO DAS FUNÇÕES QUE PODEM DESEMPENHAR.....	23
TABELA 2.6 - PROPRIEDADES FÍSICAS, DEFINIÇÃO, GAMA DE VALORES HABITUAIS E ENSAIOS PARA CONTROLO DE QUALIDADE	25
TABELA 2.7 - PROPRIEDADES HIDRÁULICAS, DEFINIÇÃO, GAMA DE VALORES HABITUAIS E ENSAIOS PARA CONTROLO DE QUALIDADE.....	25
TABELA 2.8 - TIPOLOGIA DE JUNTAS MAIS FREQUENTES	29
TABELA 3.1 - NÚMERO DE REGISTOS PARA CLASSES DE ALTURAS DE ONDA SIGNIFICATIVA E RESPECTIVOS PERÍODOS - DADOS DO INSTITUTO HIDROGRÁFICO PARA A BÓIA DE LEIXÕES, ENTRE 1981 E 2003	43
TABELA 3.2 - ELEMENTOS DE MARÉS PARA O PORTO DE VIANA DO CASTELO	43
TABELA 3.3 - HISTÓRICO DAS INTERVENÇÕES DE ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL NA RESTINGA DE OFIR	46
TABELA 3.4 – RESULTADOS OBTIDOS DO CÁLCULO DA ESTABILIDADE HIDRÁULICA DA ESTRUTURA	50
TABELA 3.5 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CONTROLO DE QUALIDADE AOS GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS NOS GEOCILINDROS	53
TABELA 4.1 - DANOS REGISTADOS NOS GEOCILINDROS, E A SUA LOCALIZAÇÃO, DURANTE A CONSTRUÇÃO EM 2015.	60
TABELA 4.2 - RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO DOS GEOCILINDROS UTILIZANDO A EQUAÇÃO 2.3 DE RECIO (2008)	67
TABELA 4.3 - DIMENSÕES DOS GEOCONTENTORES ATENDENDO AO COMPRIMENTO APRESENTADO NA TABELA 4.2	68

Simbologia

D_n - Diâmetro característico do elemento;

BM AV - É o valor médio, tomado ao longo do ano, das alturas de maré de duas baixa-mares sucessivas, que ocorrem quinzenalmente quando a amplitude de maré é maior (próximo das situações de Lua Nova ou Lua Cheia);

BM-AM – É o valor médio, tomado ao longo do ano, das alturas de maré de duas baixa-mares sucessivas, que ocorrem quinzenalmente quando a amplitude de maré é menor (próximo das situações de Lua Nova ou Lua Cheia);

BM-min – Nível da maré astronómica mais baixa. É a altura de água mínima que se prevê que possa ocorrer devida à maré astronómica;

E – Este;

f - Coeficiente de atrito;

g - Aceleração da gravidade;

H - Altura de onda crítica;

H_s - Altura de onda significativa;

L_{op} - Comprimento da onda em águas profundas;

l - Comprimento;

n - Porosidade do material de enchimento;

NM – Nível médio. É o valor médio adotado para as alturas de água, resultante de séries de observações maregráficas de duração variável, relativamente ao qual foram elaboradas as previsões;

NO - Noroeste;

O - Oeste;

PA - Poliamidas;

PE - Polietileno;

PEAD - Polietileno de Alta Densidade;

PEBD - Polietileno de Baixa Densidade;

PET - Poliéster;

PM AM – é o valor médio, tomado ao longo do ano, das alturas de maré de duas preia-mares sucessivas, que ocorrem quinzenalmente quando a amplitude de maré é menor (próximo das situações de Quarto Crescente ou Quarto Minguante);

PM AV – É o valor médio, tomado ao longo do ano, das alturas de maré de duas preia-mares sucessivas, que ocorrem quinzenalmente quando a amplitude de maré é maior (próximo das situações de Lua Nova ou Lua Cheia);

PM Max – Nível da maré astronómica mais alta. É a altura de água máxima que se prevê que possa ocorrer devida à maré astronómica;

PP - Polipropileno;

PVC - Polivinílico de Cloro;

Re - Número de Reynolds;

SO - Sudoeste;

u - Velocidade horizontal das partículas;

W - Massa;

ZH - Zero Hidrográfico;

α - Declive da estrutura;

β - Ângulo da colocação do geocilindro;

μ - atrito entre geotêxteis;

ρ_s - Massa volúmica da areia;

ρ_w - Massa volúmica da água;

χ - fator de redução associado à relação entre a energia da onda incidente e a energia que fica retida pelo cilindro;



Introdução

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVO

Portugal tem, pela sua localização geográfica e forma rectangular, igual porção de fronteira terrestre e marítima. O litoral oeste, em particular, é todo banhado pelo Oceano Atlântico, característico pelo seu regime hidrodinâmico muito energético. Este regime, aliado a outras causas que incluem a atividade antrópica, em muito contribui para o fenómeno de erosão costeira.

Pode-se definir a erosão costeira como o recuo continuado no tempo da linha de costa, por ação dinâmica das ondas. Nos casos mais violentos, este recuo pode ser da ordem das dezenas de metros por ano. Esta erosão, que desde meados do século passado, teve tendência a acentuar-se, apresenta consequências a nível económico e social que também se tem vindo a agravar com o decorrer dos anos (Dias, 1993 *in* Rodrigues 2010).

A dinâmica litoral, ou seja, o avanço e recuo da linha de costa, é um fenómeno natural que sempre existiu e que permitiu ao longo do tempo modelar estas regiões. A sua configuração e posição alteram-se a escalas de tempo que variam de alguns minutos a milhões de anos, em resposta a oscilações e mudanças hidromorfológicas do meio envolvente (Coelho, 2005). No entanto, para além dos agentes erosivos naturais (ondas, ventos, marés astronómicas e meteorológicas, aumento do nível médio das águas), para ocorrer erosão litoral adicionam-se ainda as causas antropogénicas, tais como as dragagens de barras e/ou de rios, redução do caudal sólido transportado pelos rios devido à construção de barragens, à degradação de dunas ou ao uso do solo, entre outros. Porto (2013) refere que a subida do nível do mar, o esgotamento das fontes sedimentares da plataforma terrestre e as alterações induzidas pela ocupação de estruturas portuárias que alteram o processo natural de transporte de areias, estão na base da rápida degradação que se tem vindo a assistir no litoral.

Todas estas causas transformaram este processo natural num problema de magnitude crescente e transversal não só a Portugal, mas a outros países com fronteiras marítimas.

No seu conjunto, a zona litoral de Portugal está sujeita a uma série de riscos naturais que resultam de vários tipos de perigosidades, nomeadamente da erosão costeira, da inundação das margens, do galgamento do sistema dunar, entre outros (ANPC, 2010). Ao longo dos anos têm-se registado evidências de fenómenos erosivos graves com particular suscetibilidade também aos temporais e às situações meteorológicas extremas, com consequências a nível socioeconómico, que às vezes acarretaram perdas de território e pesados prejuízos para os recursos naturais. Existem trechos do litoral de Portugal que já se apresentam como zonas principais de risco devido às frentes urbanas existentes e à vulnerabilidade aos fenómenos erosivos (Marinho, 2013)

Destaca-se que os territórios costeiros concentram hoje a grande maioria da população portuguesa, das infraestruturas e das atividades económicas. O contínuo crescimento da população no litoral aumentou a exposição a danos potencialmente significativos. Atendendo a que as causas da erosão não podem ser por completo eliminadas, e o aumento da vulnerabilidade ao risco não dissuade as pessoas de se fixarem na costa, é necessário a adoção de medidas que assegurem a segurança de bens e pessoas e que visem o desenvolvimento sustentado das zonas litorais.

Soluções geotécnicas e de engenharia civil para a proteção costeira surgem no sentido de se tentar controlar os fenómenos de erosão e salvaguardar o litoral, bem como para permitir que o mesmo possa retomar o seu estado inicial ou que, pelo menos, se possa parar e inverter a tendência atual.

A nível global, têm sido construídas obras de proteção costeira convencionais, como os quebra-mares, esporões, paredões, etc., utilizando materiais como rocha, betão, cimento e madeira. Trata-se de materiais “rígidos”, dispendiosos e pouco “amigos do ambiente”. Esta escolha de materiais tem sido também a adotada em Portugal.

No entanto estas não podem ser as únicas escolhas, uma vez que é inimaginável todo o litoral do país artificializado por obras rígidas, com enrocamento e betão, retirando da equação a beleza natural das regiões. Para além de que a sua eficácia depende significativamente da modificação dos processos hidrodinâmicos em que, pelas interações dentro da célula sedimentar, acaba por dificultar uma previsão na evolução da linha da costa (das Neves, 2003).

A consciencialização ambiental que se verificou desde as últimas décadas do séc. XX e a limitação na exploração dos recursos rochosos, levou a uma procura de materiais alternativos. Recentemente, verifica-se um aumento na utilização de geossintéticos na Engenharia Costeira. Porém, das Neves (2003) salienta que, além de algumas obras de emergência e da aplicação enquanto filtros em revestimentos, estas soluções não são ainda uma alternativa considerada habitualmente por projetistas em Portugal.

Por esse motivo, é ainda necessário desenvolver alguma investigação neste domínio, em especial em casos onde o regime de agitação é de elevada energia, como é o caso da costa portuguesa.

Pretende-se, no âmbito desta dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica, apresentar os geossistemas enquanto opção válida em obras de proteção litoral e salientar as suas aplicações neste domínio como alternativa às soluções mais rígidas convencionais. A propósito, referem-se alguns casos de aplicação publicados e, em particular, discute-se um caso de estudo recente, nacional, em que é possível a observação *in situ* e a análise comporta-

mental de um tipo de solução com geossistemas na costa portuguesa. Pretende-se, assim, melhorar o conhecimento neste domínio e, deste modo, ajudar a implementar estas soluções como alternativa às tradicionalmente utilizadas.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está dividida em cinco capítulos. A saber:

- Um primeiro capítulo introdutório em que são enquadrados e apresentados os objetivos;
- Num segundo capítulo, abordam-se as obras de proteção costeira, distinguindo-se entre as convencionais e os geossistemas. Para cada uma sintetizam-se os tipos de estrutura e dão-se exemplos de aplicação;
- O terceiro capítulo introduz o caso de estudo, efetuando um enquadramento da região da Restinga de Ofir, e apresenta a respetiva evolução natural e, ainda, a estrutura de reforço analisada, com particular incidência no respetivo dimensionamento;
- O quarto capítulo analisa-se os relatórios da fiscalização, o comportamento da estrutura de reforço e tecem-se considerações sobre o dimensionamento efetuado em fase de projeto, sendo proposto um dimensionamento alternativo;
- Por último são referidas as conclusões alcançadas e sugerem-se alguns trabalhos futuros para aprofundamento do tema.

2

Estruturas de proteção costeira

2 ESTRUTURAS DE PROTEÇÃO COSTEIRA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os territórios costeiros concentram hoje a maioria da população mundial, das infraestruturas e das atividades económicas. O crescimento contínuo da população no litoral aumentou a exposição a eventos potencialmente perigosos. Atendendo a que as causas da erosão não podem ser por completo eliminadas, e o aumento da exposição ao perigo não dissuade as pessoas de se fixarem na costa, é necessário a adoção de medidas que assegurem a segurança de bens e pessoas e que visem o desenvolvimento sustentado das zonas litorais.

As soluções geotécnicas e de engenharia civil para a proteção costeira surgem no sentido de uma tentativa de controlar os fenómenos de erosão e proteger a costa, bem como permitir que a mesma retome o seu estado inicial.

Uma estrutura de defesa costeira pode ser definida como toda e qualquer intervenção realizada pelo Homem, em meio costeiro ou marinho, visando a proteção ou recuperação de sistemas naturais (dunas, praias, zonas húmidas) ou a proteção de construções humanas, edifícios ou infraestruturas (Morais, 2010).

Nas secções que se seguem apresentam-se os principais tipos de estruturas de proteção costeira convencionais ilustrando-os com exemplos de aplicação. São ainda descritas as novas soluções em proteção costeira com geossistemas, exemplificando-se a sua aplicabilidade com alguns casos internacionais e nacionais.

2.2 ESTRUTURAS CONVENCIONAIS

De seguida são apresentados os tipos de estruturas de proteção costeira convencionais, exemplificando a sua aplicabilidade e os seus mecanismos de rotura.

2.2.1 Tipos de estruturas convencionais

Masria et al. (2015) classificam as estruturas de proteção costeira em quatro tipos: (i) *rígidas*; (ii) *flexíveis*; (iii) mistas; e (iv) inovações.

Nesta secção abordam-se os dois primeiros tipos, sumarizam-se os seus objectivos e funções assim como alguns exemplos de aplicação.

As estruturas *rígidas* são maioritariamente concebidas para reduzir ou prevenir o recuo da linha da costa; Contudo, também podem impedir o transporte de sedimentos. Adicionalmente, podem condicionar o uso recreacional das praias e são dispendiosas quer em termos de construção quer em termos de manutenção (USACE, 2002; Masria, et al., 2015).

O aumento de sensibilização aos efeitos secundários deste tipo de estruturas, quer na erosão quer nos padrões de sedimentação, conduziram ao reconhecimento dos benefícios das estruturas *flexíveis* (Klein et al., 2001 in Masria, et al., 2015).

Os principais tipos de estruturas convencionais, os seus objetivos e funções estão resumidos na Tabela 2.1, e abordadas nas secções seguintes.

Tabela 2.1 - Principais tipos de estruturas de defesa costeira (adaptado de das Neves, 2003)

	<i>Tipo</i>	<i>Objetivo</i>	<i>Função Principal</i>	<i>Materiais convencionais</i>
Rígidas	Obra longitudinal aderente	Proteção das frentes marítimas contra o avanço e galgamento do mar	Reforço estrutural do alinhamento longitudinal	Enrocamento; alvenaria; betão;
	Revestimento	Proteção de um talude contra a erosão	Reforço estrutural do alinhamento longitudinal	Blocos de betão, armações de madeira preenchidas com rocha, etc.
	Esporão	Conter a erosão de uma praia	Interceção do transporte sedimentar pela corrente de deriva litoral	Enrocamento; blocos de betão; cortinas estacas-prancha metálicas ou de madeira
	Quebra-mar destacado	Conter a erosão de uma praia ou aumentar a sua largura pela formação de um tómbolo	Redução das alturas de onda e do volume de sedimentos transportados pela corrente de deriva litoral	Blocos de betão ou enrocamento
	Quebra-mar destacado submerso	Conter a erosão de uma praia	Redução das alturas de onda que atingem a costa	
	Quebra-mar	Abrigo de bacias portuárias e entradas de portos contra ondas e correntes	Dissipação de energia da onda e/ou sua reflexão para o mar	Material de tamanho grande (blocos de rochas, betão, tetrápodas)
	Molhes	Estabilização dos canais de navegação em embocaduras de rios	Confinamento e controlo de correntes e marés	Enrocamento; betão; cortinas estacas-prancha metálicas ou de madeira
Flexíveis	Alimentação artificial de praias	Conter a erosão de uma praia	Enchimento artificial de praias e dunas com sedimentos	Areias, em regra dragadas de locais imersos

Outra classificação, descrita por Marinho (2013), distingue as estruturas de acordo com a sua orientação dividindo-as em: (i) Estruturas perpendiculares à linha de costa; e (ii) Estruturas paralelas à linha de costa. Distinguem-se entre si pelo objetivo na construção, isto é, as obras perpendiculares à linha da costa têm o propósito de reter o transporte sedimentar por corrente de deriva litoral enquanto as obras paralelas são concebidas para reduzir e dissipar a energia das ondas.

Na Tabela 2.2 descrevem-se algumas das principais vantagens e limitações de cada estrutura.

Tabela 2.2 - Vantagens e desvantagens associados a cada estrutura tradicional apresentada. Fonte: Robrini & Silva (2014)

Estrutura			Vantagens	Limitações
Rígidas	Paralelas à linha da Costa	Obra Longitudinal Aderente	Dissipação de energia das ondas; Proteção de zonas edificadas	Necessidade de manutenção regular e dispendiosa; Degradação do valor natural e recreativo da praia/ impacto visual negativo
		Revestimento		
		Quebra-mar destacado	Dissipação de energia das ondas; Acumulação de sedimentos em zona abrigada	Sujeitos a agitação marítima forte; Necessidade de manutenção regular e dispendiosa;
		Quebra-mar destacado submerso		
	Perpendiculares à Linha da costa	Esporão	Reconstrução de praias erodidas; Acumulação de areia a barlar;	<i>Déficit</i> sedimentar na praia a sotomar; Degradação; Necessidade de manutenção regular e dispendiosa; Degradação do valor natural e recreativo da praia/ impacto visual negativo
		Quebra-mar	Acumulação de areia a barlar; Estabilização de canais de navegação de acesso a portos	Alteração das condições de agitação marítima; Interrupção de deriva litoral – <i>deficit</i> sedimentar a sotomar; Necessidade de manutenção regular e dispendiosa.
		Molhes		
Flexíveis		Alimentação artificial de praias	Formação/reconstrução de praias; Fontes sedimentar adicionais	Necessidade de manutenção regular e dispendiosa; Carácter temporário.

Em seguida aprofundam-se as características das estruturas convencionais ilustrados por alguns exemplos reais de aplicabilidade.

2.2.1.1 Estrutura longitudinal aderente e revestimento

As estruturas aderentes e os revestimentos são bastante semelhantes em termos de funções e objetivos sendo que, muitas vezes, são considerados na bibliografia com a mesma designação, por isso são aqui apresentados em conjunto.

As obras longitudinais aderentes são construídas paralelas e aderentes à linha da costa - Figura 2.1 - e, de acordo com um determinado alinhamento, evitam o galgamento e inundação das áreas

adjacentes devido a ondas e tempestades, constituindo adicionalmente proteção para passeios marítimos, estradas e outras infraestruturas (das Neves, 2003; Morais, 2010; Marinho, 2013).

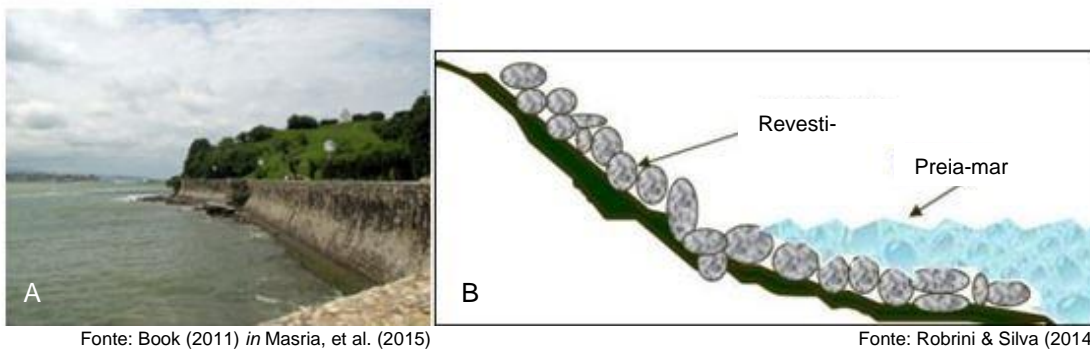


Fonte: Playocean (2016)

Figura 2.1 - Obra longitudinal aderente na Costa da Caparica.

Salienta-se que, na maior parte dos casos em que é utilizado este tipo de estrutura, o efeito na praia adjacente é o aumento da erosão por efeito da reflexão das ondas no mar, resultando no aprofundamento das cotas batimétricas do perfil de fundo e no aumento da altura de onda a atingir a estrutura sem rebentar (das Neves, 2003). Como consequência, estas estruturas são vulneráveis à instabilidade provocada pelas infraescavações, em particular quando fundadas sobre areia (Morais, 2010).

À semelhança das obras aderentes, o revestimento também é uma estrutura paralela, cuja função consiste no reforço de uma parte do perfil da praia para prevenir erosões - Figura 2.2. Masria et al. (2015) indicam que a principal diferença entre as duas referidas obras está na inclinação, uma vez que a obra aderente apresenta um paramento por norma de 1:2 ou 1:4, enquanto que a obra de revestimento é maioritariamente vertical.



Fonte: Book (2011) in Masria, et al. (2015)

Fonte: Robrini & Silva (2014)

Figura 2.2 – A: Revestimento em betão armado como proteção de um sistema dunar. B: Representação esquemática de proteção com revestimento rochoso.

2.2.1.2 Esporão

Os esporões são obras transversais de proteção costeira dispostas perpendiculares à linha de costa, cuja função é reter o transporte litoral de sedimentos, quer para aumentar a zona de praia quer para a proteger da erosão (Castanho, 1962 *in* Robrini & Silva, 2014).

Os esporões podem ser dispostos isoladamente ou em grupo, assumindo neste caso a designação de campo de esporões - Figura 2.3, ou ainda associados a outras obras, nomeadamente obras longitudinais aderentes, destacadas ou alimentação artificial de praias.



Fonte: <http://imirante.com/mobile/noticias/2013/04/04/pagina335573.html> consultado a 12/02/2016



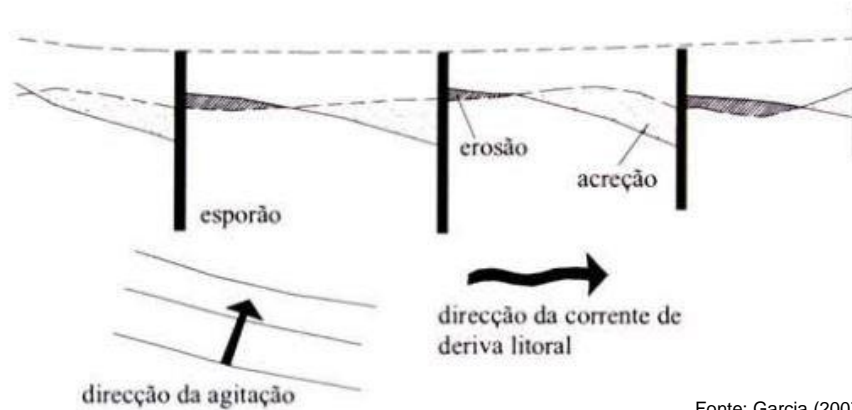
Fonte: <http://bioterra-catarina.blogspot.pt/2010/01/zonas-costeiras.html> Consultado a 12/02/2016

Figura 2.3 – A: Esporão isolado na praia Ponta d'Areia no Maranhão, Brasil. B: Campo de espigões em Quarteira, Portugal.

A sua geometria pode ser muito variada, apresentando-se geralmente retilíneos e perpendiculares à linha da costa; assumem às vezes formatos em ziguezague, em Y, T ou Z (das Neves, 2003; Moraes, 2010; Marinho, 2013).

São constituídos por um núcleo, permeável ou impermeável, filtros e manto resistente, geralmente em enrocamento ou blocos de betão.

O funcionamento de um esporão enquanto obra de proteção costeira depende da existência de uma corrente de deriva litoral e, principalmente, do respetivo volume de sedimentos transportados. A construção de um esporão isolado na linha de costa gera deposição pontual de areias a barlar da zona de implantação e erosão a sotamar. Por sua vez, a construção de um campo de esporões resulta numa praia em forma de dente de serra, resultado dessa mesma deposição - Figura 2.4.



Fonte: Garcia (2007)

Figura 2.4 - Campo de espigões e reajuste da linha de costa

2.2.1.3 Quebra-mares e molhes

Existem dois tipos de quebra-mares. Os primeiros são estruturas destacadas, paralelas à linha de costa ou enviesadas, normalmente contruídas com a cota de coroamento baixa para permitirem galgamentos durante tempestades – Figura 2.5 (Masria et al., 2015).



Fonte: Irmão Cavaco, SA., 2016

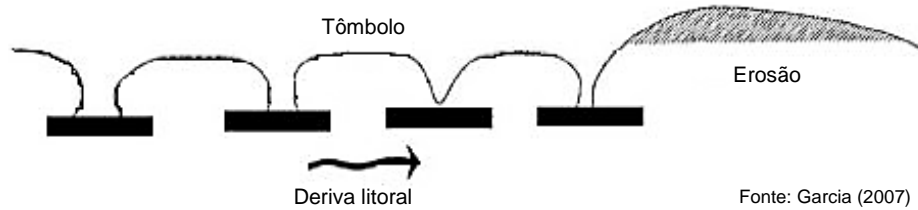


Fonte: Morais (2010)

Figura 2.5 – Quebra-mares destacados na Foz do Douro, Vila Nova de Gaia (A) e submerso (B)

O coroamento pode ser emerso ou submerso, sendo os submersos preferidos pelo reduzido impacto visual, porém com importantes condicionantes à navegabilidade e até mesmo à natação.

Por meio da redução da agitação incidente e pela formação de correntes de difração da zona de maior agitação para a de menor agitação, promovem a deposição de areia segundo uma configuração denominada de tómbolo. Estas correntes ocorrem mesmo na ausência de transporte longitudinal significativo - Figura 2.6 - (Morais, 2010).



Fonte: Garcia (2007)

Figura 2.6 – Efeito no transporte sedimentar de um campo de quebra-mares destacados

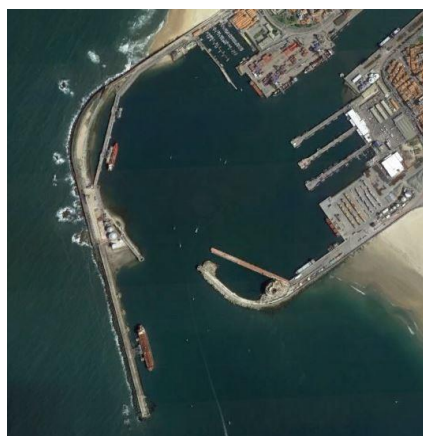
O segundo tipo é o quebra-mar aderente à costa, isto é, que se estende desde a linha da costa na direção do mar - Figura 2.87 – sendo utilizado para proteger portos da ação das ondas, reduzindo a agitação marítima e criando uma zona mais calma para benefício da navegabilidade. O seu dimensionamento correto permite também desviar os sedimentos transportados pela corrente de deriva longitudinal, afastando-os convenientemente da entrada do canal de navegação.

É habitual utilizarem-se as seguintes configurações para os quebra-mares (perfil transversal): o quebra-mar de taludes, o quebra-mar misto, o quebra-mar de estrutura mista e o quebra-mar de parede vertical.



Fonte: Google Earth (2016)

Figura 2.7 – Quebra-mares na praia da Barra, Aveiro



Fonte: Google Earth (2016)

Figura 2.8 - molhes para proteção do Porto de Leixões, Portugal

Os molhes - Figura 2.78 - são semelhantes em tudo aos quebra-mares exceto na função que desempenham (das Neves, 2003). De acordo com Dias (1993 *in* Robrini & Silva, 2014), os molhes possuem duas funções: (a) modificar as condições oceanográficas locais por forma a tornar mais segura a entrada das embarcações no porto e na zona portuária; e (b) modificar as condições da dinâmica sedimentar para fixar os canais de navegação e minimizar o assoreamento.

2.2.1.4 Alimentação artificial de praias

A alimentação artificial de praias é apresentada como uma solução *flexível* de engenharia costeira e utilizada no contexto da prevenção da erosão da linha de costa.

Segundo Langa (2003 *in* Robrini & Silva, 2014), a alimentação artificial de praias consiste no enchimento por meios artificiais de zonas de praias com areias, para preservação, alargamento e formação de dunas. O mesmo autor acrescenta ainda que uma praia natural ou artificial constitui a melhor técnica não estrutural de defesa costeira.

Esta medida requer uma fonte sedimentar disponível e cujos sedimentos tenham, preferencialmente, a mesma densidade e granulometria do material original. Geralmente utilizam-se como fontes sedimentares locais imersos, de onde é explorado o material por meio de dragagens.



Fonte: TVI24 (2008)

Figura 2.9 - Obras de alimentação artificial nas praias da Costa de Caparica, Portugal

A sua aplicação corresponde a soluções temporárias a serem complementadas por outros métodos de defesa costeira (Veloso Gomes, 1987 & Taveira Pinto, 2001 *in* das Neves, 2003). De facto, a incerteza quanto à durabilidade da intervenção aliada à diversidade nos parâmetros envolvidos, confere a este tipo de soluções um carácter dispendioso e de conceção complexa.

2.2.2 Mecanismos de rotura

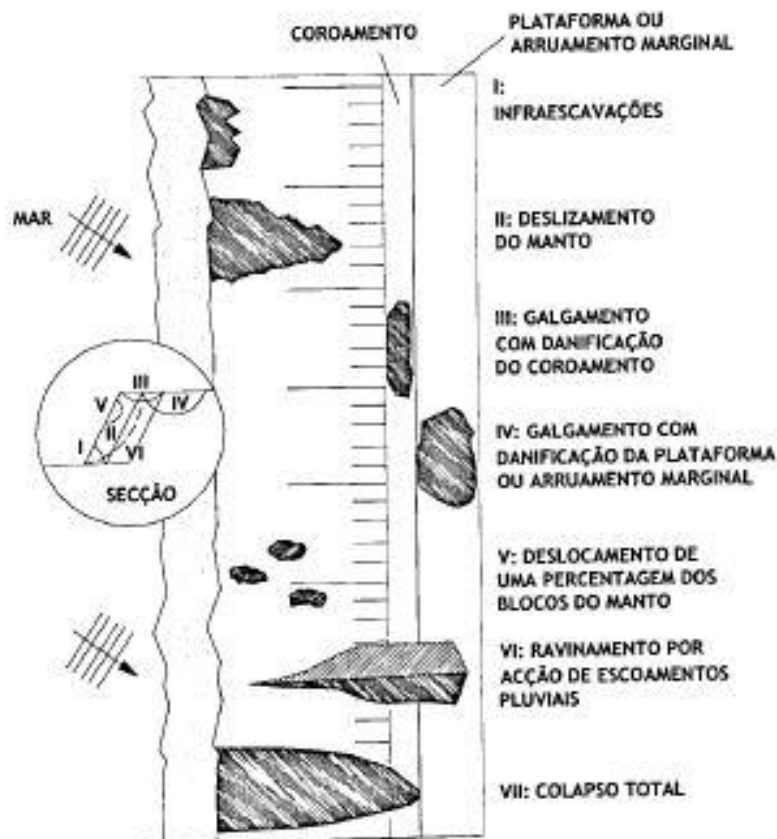
Antes da análise aos mecanismos de rotura é importante distinguir os conceitos de dano, falha e rotura propriamente dita.

das Neves (2003) define dano como a mudança no estado da estrutura, que pode ocorrer ao nível das fronteiras externas e contornos, na configuração tipo e/ou na integridade dos elementos constituintes. Considera-se como falha, um grau de dano extremo, em consequência de um aumento gradual de dano, com perda no desempenho funcional da estrutura, inferior ao mínimo aceitável no dimensionamento.

No entanto, as falhas numa estrutura não implicam o seu colapso, podendo traduzir-se numa perda percentual da capacidade funcional e ainda conservar alguma resistência. Normalmente estas falhas advêm de casos de degradação ou manutenção inadequada, aumento ou excesso de solicitações ou erros de dimensionamento, bem como do manuseamento incorreto dos materiais.

Por outro lado, em alguns casos dão-se roturas sucessivas, que induzem roturas noutras secções e que conduzem à ruína de toda a estrutura.

Pela semelhança na configuração ao caso de estudo descrito no capítulo seguinte, nesta secção apenas serão abordados os mecanismos de rotura das estruturas longitudinais aderentes e dos esporões - Figura 2.10 e 2.11.



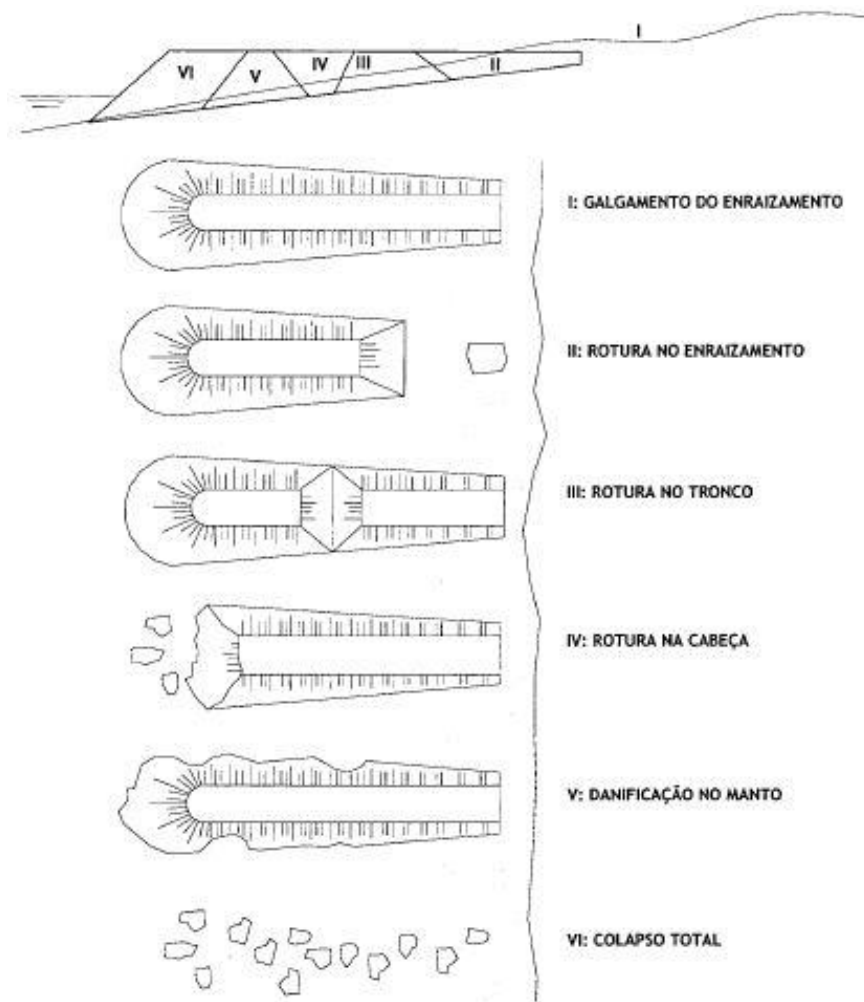
Fonte: Veloso Gomes & Taveira Pinto (1999)

Figura 2.10 - Formas de rotura e colapso das obras longitudinais aderentes

As roturas podem ser consequência de (i) dimensionamento inadequado, erros nos ensaios, modelação inadequada, validação insuficiente, etc.; (ii) construção deficiente devido à execução técnica ou controlo de qualidade insuficiente; e (iii) ações exercidas sobre as estruturas não contempladas no seu dimensionamento.

De facto, e não menosprezando a importância de outros motivos, a principal causa de rotura está associada às ações a que a estrutura é sujeita no seu tempo de vida útil, destacando-se as seguintes três: a ação cíclica da agitação; os assentamentos; e as infraescavações.

Nestes casos, a rotura é consequência de deslocamentos elevados e deformações incompatíveis com a resistência da estrutura, verificando-se um aumento excessivo da reação face a um aumento pouco significativo da solicitação (das Neves, 2003).



Fonte: Veloso Gomes & Taveira Pinto (1999)

Figura 2.11 - Formas de rotura e colapso em estruturas do tipo esporão

Na Tabela 2.3 resumem-se os mecanismos de rotura mais recorrentes, assim como alguns dos seus parâmetros característicos. De acordo com a mesma tabela, os principais mecanismos de rotura numa estrutura de defesa costeira são: os assentamentos, o movimento das camadas de cobertura, a migração de partículas das subcamadas e filtros, a erosão interna, os deslizamentos, a erosão e a liquefação.

Os assentamentos reduzem a cota de coroamento diminuindo também a capacidade de resistência ao galgamento. O assentamento diferencial destaca partes da estrutura, tornando-as vulneráveis ao arrastamento pelo mar. Por outro lado, no caso de estruturas submersas, os assentamentos melhoram a respetiva estabilidade.

A erosão interna é um fenómeno que regride e que conduz ao arraste, partícula a partícula, formando um canal que promove a expulsão de material fino com consequente redução na resistência da estrutura e possibilidade de deformação e assentamento.

O facto de estruturas do tipo costeiro estarem geralmente fundadas sobre areia ou em zonas de défice sedimentar torna-as particularmente vulneráveis a movimentos do subsolo no pé de talude das estruturas devido a uma das principais causas rotura - as infraescavações.

Outro dos principais motivos de rotura está geralmente associado à ação sísmica, mas ocorre também devido à ondulação. A liquefação, também chamada de fluidificação, é um fenómeno caracterizado pela perda de contacto intergranular sob ação dinâmica motivado pelo aumento excessivo de pressões intersticiais em material granular fino.

Adicionalmente aos mecanismos de rotura referidos, existem outras causas de igual importância, como é o caso do vandalismo. Efetivamente, este não deverá ser desvalorizado ou subestimado, podendo conduzir, principalmente em estruturas com geossintéticos, à rotura parcial ou total.

Acresce referir que a deterioração é outra das principais causas de rotura, uma vez que conduz à perda progressiva de resistência da estrutura. Esta pode ser evitada ou mitigada com inspeções periódicas e intervenções de manutenção. De facto, o comportamento a longo prazo de uma estrutura não é apenas influenciado pelo seu adequado dimensionamento, mas também pelo controlo de qualidade em todas as fases do projeto.

Tabela 2.3 - Mecanismos de rotura e parâmetros característicos (adaptado de Pilarczyk, 2000 in Garcia, 2007)

Mecanismo	Ação	Parâmetros de carregamento	Condicionantes do sistema	Mecanismo
Assentamento	Peso próprio	Peso volúmico dos materiais Grau de saturação Pressão intersticial Tempo	Compressibilidade do solo Permeabilidade do solo Espessura da camada	Assentamento Deformação
Movimento das camadas de cobertura	Agitação marítima Correntes (Gelo)	Altura e período da onda Ângulo de incidência Velocidades Turbulência Resistência	Dimensão dos blocos Permeabilidade Embricamento	Deslizamento Levantamento Escorregamento Colapso
Migração de partículas das subcamadas e filtros	Marés Oscilações devidas a embarcações Outras oscilações	Gradientes hidráulicos Percolação	Permeabilidade e espessura das camadas Granulometria	Taxa de transporte interno de partículas
Erosão Interna	Gradiente hidráulico	Velocidades	Comprimento dos canais interiores Resistência hidráulica Granulometria	Taxa de transporte interno de partículas
Deslizamento	Peso próprio da estrutura e elementos	Peso próprio Pressão intersticiais Inclinação do Talude	Ângulo de atrito interno Coesão Permeabilidade do solo e das camadas	Deslizamento de uma parte da estrutura Colapso
Erosão	Agitação marítima Correntes Défice sedimentar	Velocidades Turbulência Profundidades	Granulometria Inclinação do Talude Permeabilidade	Infraescavações Colapso
Liquefação	Agitação marítima Sismos	Altura e período da onda Pressão intersticial Tensão de corte Amplitude Aceleração Frequência Ciclos de carregamento	Permeabilidade Compactação Espessura das camadas Ângulos de atrito	Deformação Colapso

2.3 GEOSSISTEMAS NAS OBRAS DE PROTEÇÃO COSTEIRA

Mais recentemente, estruturas de proteção costeira têm sido executadas com recurso a geossintéticos, como se refere nesta secção.

Efetivamente, desde as suas primeiras utilizações, o desenvolvimento tecnológico na área dos geossintéticos foi tão rápido que houve a necessidade de criar a *International Geosynthetic Society* (IGS), fundada em 1982, para fomentar um melhor entendimento deste material (Ashis, 2015). Com efeito, assistiu-se nos últimos anos ao rápido desenvolvimento do sector do fabrico de materiais sintéticos e produtos relacionados, quer em termos de novas utilizações como de novos produtos, tendo-se tornado um material de construção imprescindível em obras de engenharia civil.

Nas secções seguintes são sumarizadas as características dos geossintéticos, material constituinte dos geossistemas, são apresentados os geossistemas e ilustrados com indicação de exemplos de aplicabilidade reais e ainda são referidos os aspectos associados ao dimensionamento dos mesmos.

2.3.1 Aspetos gerais dos geossintéticos

De acordo com Bathurst (2015), um geossintético é um material polimérico, natural ou sintético, usado em contacto com materiais naturais, como um solo ou uma rocha, ou qualquer outro material geotécnico utilizado em aplicações de engenharia civil.

Os produtos baseados em fibras naturais são cada vez menos utilizados pelo reduzido espectro de aplicações a que se adequam. No entanto, no que diz respeito aos materiais sintéticos, existe uma variedade grande de diferentes tipos que, por apresentarem soluções a um sem número de problemas técnicos, cada vez têm mais procura. Entre os geossintéticos mais utilizados, distinguem-se os geotêxteis, as geogrelhas, as georredes, as geomembranas e os geocompósitos cujas características são sintetizadas adiante.

Entende-se que, embora sejam materiais relativamente recentes, tiveram um desenvolvimento significativo, atribuindo-se principalmente ao aparecimento de uma vasta gama de produtos cujas propriedades vieram dar resposta a uma série de situações difíceis, apresentando-se, quando comparados com os materiais convencionais, como materiais de fabrico de qualidade, rapidez e simplicidade de aplicação, e de baixo custo.

De entre as várias vantagens na utilização destes materiais também é de referir os reduzidos impactes ambientais quer por permitirem a utilização de solos que de outra forma seriam inadequados, por exemplo em aterros ou como materiais de fundação, quer por permitirem reduzir os impactes visuais de construções nas paisagens.

Nas secções seguintes são apresentadas as características dos geossintéticos, nomeadamente: a composição, os processos de fabrico e os tipos de geossintéticos, as suas propriedades com maior relevância no âmbito da proteção costeira, e os respectivos ensaios normalizados para controlo de qualidade.

2.3.1.1 Composição

Os geossintéticos distinguem-se pelos elementos que os constituem (as fibras) e também pela sua estrutura, que é o resultado do processo de fabrico.

No que concerne à sua composição, os geossintéticos são constituídos por fibras têxteis, sendo estas de dois tipos: naturais ou sintéticas. Conforme indicado anteriormente, as fibras naturais só muito raramente são utilizadas, devido ao seu carácter biodegradável, pelo que não serão aprofundadas.

A matéria-prima de excelência dos geossintéticos é o plástico, um material orgânico sintético obtido a partir do petróleo. Trata-se de materiais orgânicos, poliméricos, sintéticos e formados por reações químicas. No fabrico dos plásticos, cujo produto final é o geossintético, são vários os polímeros utilizados, sendo os mais comuns os listados em seguida (Ferreira Gomes, 2001; das Neves, 2003; Porto, 2013):

- Poliéster (PET);
- Polipropileno (PP);
- Polietileno (PE), principalmente:
 - Polietileno de Alta Densidade (PEAD);
 - Polietileno de Baixa Densidade (PEBD);
- Poliamidas (PA);
- Polivinílico de Cloro (PVC).

As propriedades finais do geossintético estão diretamente relacionadas com a composição química e a estrutura do polímero.

das Neves (2003) e Porto (2013) referem que o poliéster é o polímero mais resistente e menos deformável, logo seguido das poliamidas. O PP e o PEAD apresentam características semelhantes em termos de resistência e deformação, enquanto o PVC é o polímero menos resistente e também o mais deformável. Salientam ainda que o PET é o que apresenta melhor comportamento ao longo do tempo e que os PP e PE apresentam uma resistência adequada aos ácidos orgânicos. As poliefinas, que englobam os polímeros polietileno e polipropileno, são facilmente inflamáveis, apresentando grande deformação na rotura e baixa resistência à fluência. Os poliésteres possuem elevado módulo de elasticidade e apresentam baixa suscetibilidade à fluência (ver Anexo 1).

2.3.1.2 Processos de fabrico e tipos de geossintéticos

De forma geral o processo de fabrico compreende três fases:

- 1º Produção do polímero com os seus vários aditivos;
- 2º Produção dos componentes;
- 3º Conversão dos componentes no geossintético.

O polímero, parte constituinte do geossintético, é produzido em geral na forma granular ou esférica por um processo químico designado por polimerização, consistindo na ligação química de monómeros de carbono e hidrogénio. Um estudo mais aprofundado dos monómeros utilizados e do processo de polimerização é apresentado por Pinho Lopes & Lopes (2010).

O polímero é posteriormente derretido podendo-se juntar aditivos para aperfeiçoar determinadas características, sobretudo as relacionadas com a sua durabilidade. O produto final desta operação é já um plástico e não um polímero, embora vulgarmente continue a ser chamado de polímero. Os aditivos mais vulgarmente utilizados são os estabilizantes térmicos, os anti-ultra-violetas e os antioxidantes (*op. cit.*).

Da segunda fase resultam os componentes dos geossintéticos obtidos, por extrusão ou por fiação líquida do polímero. Assumem várias formas, destacando-se as mais comuns:

- Filamento contínuo circular, com diâmetro médio de uma fração de milímetro;
- Tira plana contínua com vários milímetros de largura e uma fração de milímetro de espessura;
- Folha ou película, podendo ter vários metros de largura e com a espessura a variar entre a fração de milímetro no caso da película e vários milímetros no caso da folha.

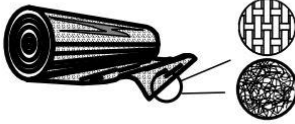

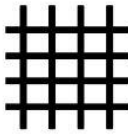




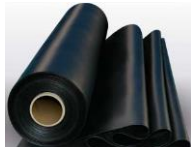
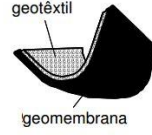

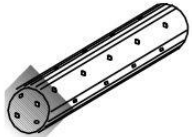

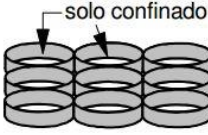

Dependendo do processo de fabrico utilizado, alguns componentes referidos são ainda trabalhados dando origem a formas mais complexas.

A fase seguinte é a produção dos geossintéticos propriamente dita. Pinho Lopes & Lopes (2010) classificam, de acordo com a estrutura, os seguintes tipos: geomembrana ou barreira geossintética polimérica; geotêxteis; produtos relacionados e geocompósitos (Anexo 2). De facto a existência de uma vasta gama de geossintéticos de estruturas distintas estende-se para além dos geotêxteis, justificando a classificação destes materiais de acordo com a estrutura.

O conhecimento dos processos de fabrico em que a matéria-prima é transformada no produto final condicionam o dimensionamento destes materiais na medida em que condicionam a estrutura e, por consequente, as propriedades intrínsecas dos mesmos.

De acordo com o que foi indicado anteriormente, os geossintéticos podem ser classificados genericamente dependendo do processo de fabrico. Na Tabela 2.4 apresentam-se as denominações mais usuais bem como uma breve descrição das suas características e exemplos esquemáticos e reais.

Tabela 2.4 - Tipos de geossintéticos mais usuais (adaptado de Bathurst, 2015)

<i>Tipos</i>	<i>Descrição</i>	<i>Exemplo esquemático</i>	<i>Exemplo real</i>
Geotêxteis	São mantas contínuas de fibras ou filamentos		
Geogrelhas	Malhas abertas constituídas por estruturas planas		
Georredes	Formados por 2 séries de membros extrudados paralelos cuja interceção é em ângulo agudo constante		
Geomembranas	Mantas contínuas e flexíveis constituídas por um ou mais materiais sintéticos		
Geocompósitos	Formados pela associação de um ou mais tipos dos geossintéticos anteriores		
Geotubos	Tubos poliméricos perfurados ou não		
Geocélulas	Constituídos por tiras poliméricas soldadas para formar células que podem ser preenchidas		

2.3.1.3 Funções

Como mencionado anteriormente, o termo geossintéticos engloba vários tipos de materiais, todos muito distintos e com particularidades próprias. A variedade de produtos disponíveis em mercado deve-se, em parte, à versatilidade que os mesmos apresentam, dado que facilmente se adaptam a diferentes soluções.

Por função entende-se uma ação específica que o produto deve desempenhar para que sejam atingidos os objetivos da sua aplicação, que resulta da combinação de algumas das suas propriedades (Pinho Lopes & Lopes, 2010).

Não é raro verificar-se que, numa dada obra, o geossintético desempenha mais do que uma função em simultâneo. Assim sendo, ao dimensionar o geossintético, é necessário definir as funções a desempenhar e hierarquizá-las de alguma forma, por exemplo distinguindo entre função primária e função secundária, para determinar as características que lhe são necessárias para um desempenho adequado.

As possibilidades de incorporação de materiais geossintéticos em projectos de engenharia são vastas podendo estes desempenhar de forma eficaz, individualmente ou em conjunto, funções como filtragem, drenagem, separação, protecção, reforço, etc.

Na Tabela 2.5 indicam-se alguns exemplos de geossintéticos e as funções que podem exercer.

O Anexo 3 inclui uma representação esquemática das principais funções que um geossintético pode assumir de acordo com o que está estabelecido na norma NP EN ISO 10318 (1990).

Tabela 2.5 - Geossintéticos e exemplo das funções que podem desempenhar. Fonte: Pinho Lopes & Lopes (2010)

<i>Funções a desempenhar</i>		<i>Geossintético</i>
Drenagem	Primária	Geotêxteis, georredes, geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis e geocompósitos
Filtragem	Primária	Geotêxteis e geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis e geocompósitos
Reforço	Primária	Geotêxteis, geogrelhas e geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis e geocompósitos
Separação	Primária	Geotêxteis e geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis, geogrelhas, georredes, geomembranas e geocompósitos
Barreira de fluidos	Primária	Geomembranas e geocompósitos
	Secundária	Geocompósitos

À semelhança do que ocorre com outros materiais, também os geossintéticos apresentam características específicas que os habilitam, ou não, a determinadas funções, apesar dos benefícios que advêm da sua aplicação. Estas características específicas ou propriedades,

dependem, quer dos materiais constituintes (polímeros + aditivos) com que são produzidos, quer da respetiva estrutura que resulta do processo de fabrico (das Neves, 2003).

Salienta-se que as propriedades intrínsecas dos materiais geossintéticos podem ser alteradas com o tempo, resultando de efeitos de fluência/relaxação, radiações ultra-violeta, hidrólise e de ataques químicos e biológicos, não esquecendo possíveis danos durante a instalação.

2.3.1.4 Propriedades e ensaios normalizados

Nesta secção sintetizam-se as principais propriedades dos geossintéticos. É necessário considerar, ao quantificar as propriedades, que os valores determinados dependem do método e procedimento usados nos ensaios. É nesse sentido que existem normas e ensaios normalizados - Anexo 4, sendo por isso referidos também nesta secção.

As propriedades dos geossintéticos, que se descrevem sucintamente nas secções seguintes, dividem-se em: propriedades físicas, propriedades hidráulicas e propriedades mecânicas. De acordo com Ingold & Miller (1988 *in* Pinho Lopes & Lopes, 2010), as propriedades do material serão dependentes do polímero e do processo de fabrico utilizado no geossintético.

A caracterização do produto e o controlo de qualidade são conseguidos através das suas propriedades físicas - Tabela 2.6, sendo estas a gramagem, a espessura e a densidade relativa dos polímeros que os compõem (Porto, 2013).

A relação entre a espessura e a pressão permitem avaliar a compressibilidade destes materiais. Esta propriedade tem influência direta quer no comportamento hidráulico, quer no comportamento mecânico (das Neves, 2003).

A distribuição e dimensão das aberturas são fundamentais para o dimensionamento dos geossintéticos como filtros e separadores (Porto, 2013).

As aberturas de um geotêxtil, seja ele tecido ou não, não possuem um tamanho único, mas sim um intervalo de tamanhos, razão pela qual a sua representação é feita por uma curva denominada de porometria, em circunstância análoga à da granulometria (das Neves, 2003).

Tabela 2.6 - Propriedades físicas, definição, gama de valores habituais e ensaios para controlo de qualidade

Propriedade	S.I.	Definição	Ordem de valores		Ensaio normalizado
Massa por unidade de área	[g/m ²]	Massa de provetes com área conhecida	100 e 1000 g/m ²		NP EN ISO 9864:2006
Espessura	[mm]	Distância entre as superfícies inferior e superior do geossintético, medida para uma dada pressão	Geotêxteis não tecidos	0,2 e 5 mm	NP EN ISO 9863-1:2006
			Geotêxteis tecidos	0,2 e 1,5 mm	
			Geogrelhas	1 e 5 mm	
			Geomembranas	0 e 0,5 mm	
Densidade relativa	-	Razão entre o peso volúmico dos elementos constituintes do geossintético e o peso volúmico da água a 4°C	0,91 e 1,69		ASTM D792 e D1505
Distribuição e dimensão dos poros	[mm]	Dimensão das aberturas nos geossintéticos	Geotêxteis não tecidos	0,06 e 0,15 mm	NP EN ISO 12956:2006

As propriedades hidráulicas dos geossintéticos - tabela 2.7 - são a permissividade e a transmissividade.

das Neves (2003) considera que estas propriedades, em particular, são mais influenciadas pelo processo de fabrico e não tanto pelo polímero constituinte propriamente dito.

Tabela 2.7 - Propriedades hidráulicas, definição, gama de valores habituais e ensaios para controlo de qualidade

Propriedade	S.I.	Definição	Ordem de valores		Ensaio normalizado
Permissividade	[s ⁻¹]	Volume de água por unidade de área de secção transversal, em regime laminar e em direção normal ao plano	Geotêxteis não tecidos	0,05 a 1,5	EN ISO 11058
			Geotêxteis tecidos	0,2 a 2,5	
Transmissividade	[m ² /s]	-	-		EN ISO 12958

Em praticamente todos os tipos de aplicações geotécnicas, os geossintéticos estão sujeitos a solicitações mecânicas, seja na fase de instalação e construção, seja durante a vida útil da obra. Durante a fase de instalação, as principais propriedades associadas às solicitações mecânicas são: resistência à tração, ao punçoamento e ao atrito na interface solo-geossintético. Durante a vida útil, destacam-se a resistência às radiações ultravioletas, ações da temperatura, à oxidação

e a agentes químicos (Porto, 2013). Para este tipo de grandezas não são apresentadas na literatura ordem de valores.

Quando sujeito a solicitações de tração, o comportamento de um geossintético vai depender do tipo de polímero, da estrutura e do respetivo processo de fabrico entre outros.

A resposta dos geossintéticos quando sujeitos à tração é caracterizada pela relação entre a força por unidade de largura (expressa em kN/m) e a deformação longitudinal (expressas em %). A partir desta relação, pode-se obter o respetivo módulo de rigidez, a resistência à tração e a deformação na rotura (Pinho Lopes & Lopes, 2010).

O punçoamento é caracterizado por uma descontinuidade consequente de uma compressão localizada (Porto, 2013).

A interação entre o geossintético e o elemento com o qual contacta, quer seja solo quer seja outro geossintético, é um fator importante no dimensionamento da estrutura e para compreender o comportamento do mesmo.

A caracterização dessa interação é feita com base na resistência ao corte da interface entre o geossintético e o material de contacto. Em geral, é expressa em kN/m².

2.3.2 Tipos de geossistemas

Para facilitar a distinção entre os geossintéticos que se abordam de seguida, utiliza-se o termo geossistemas de forma abrangente quando aplicado a geocilindros, geocontentores e geossacos, no geral.

Os geossistemas utilizados em hidráulica marítima consistem em sedimentos confinados por geossintéticos, que podem ser utilizados como substitutos de enrocamento e/ou blocos artificiais de betão convencionalmente utilizados (Morais, 2010). De facto, geossintéticos tecidos, maioritariamente de polímeros de polipropileno (Koffler et al., 2008), usam-se para confinar os solos com aplicações diversas, em particular em proteção costeira.

De seguida apresentam-se os três tipos de geossistemas: os geocilindros, os geocontentores e os geossacos.

2.3.2.1 Geocilindro

Um geocilindro – Figura 2.12 - é uma estrutura tubular constituída por um involucro de geossintético resistente preenchido por bombagem hidráulica de sedimentos. A areia é o material de preenchimento preferido, principalmente pela sua incompressibilidade (Koffler et al., 2008).



Fonte: Morais (2010)

Figura 2.12 - Exemplo de aplicação de geocilindro na proteção contra a erosão

Esta estrutura é construída no local e preenchida na posição final. Desta forma as suas dimensões são apenas limitadas aos critérios de projeto, não sendo necessários mecanismos de transporte e colocação especiais.

O geossintético usado no involucro é poroso de forma a reter o material injectado porém, e devido à sua permeabilidade elevada, permite a saída da água usada na fase de bombagem. Adicionalmente, tanto o geossintético utilizado como as costuras são altamente resistentes para suportarem as tensões durante o enchimento e manter a sua forma geométrica.

Morais (2010) considera que a aplicação destes sistemas é ideal à superfície ou em casos de submersão até um máximo de 5m de profundidade. Adianta ainda que a capacidade de solo por metro linear de geocilindro varia entre 2 e 10 m³.

2.3.2.2 Geocontentor

O geocontentor é um elemento caracterizado pelas suas grandes dimensões. Como o nome sugere, contém um volume importante de agregados ou de solos dragados.

É usual a sua utilização em aplicações submersas a mais de 5 m de profundidade, sendo que a única restrição em termos de dimensões é a limitação do calado do batelão de dragados com casco duplo que são utilizados para transportar e posicioná-los. O seu enchimento pode ser realizado por bombagem ou por via mecânica.

O geossintético utilizado para o involucro necessita de resistir às solicitações, quer do preenchimento quer da instalação.

De acordo com Koffler *et al.* (2008) a instalação é faseada. Primeiro o involucro é colocado no convés do batelão. De seguida o batelão é enchido com o material que irá integrar o geocontentor e é cosido com uma linha especial de resistência elevada. Por último, o batelão posiciona-se

sobre o local de permanência do geocontentor e o seu casco abre, afundando-o na sua posição final.

2.3.2.3 Geossaco

Os geossacos são elementos geossintéticos de grandes dimensões e enchidos habitualmente com material arenoso. Por norma são personalizados para cumprir os requisitos do projeto e instalação, sendo fornecidos nos mais variados formatos e dimensões.

De acordo com Moraes (2010), são os geossistemas de menores dimensões, com cada unidade a conter entre 1 a 10 m³ de solo.

O enchimento é realizado em local próximo da estrutura a construir, por meios mecânicos ou bombagem, sendo que posteriormente são posicionados naquela que será a sua posição definitiva por equipamentos que permitam a sua elevação, podendo esta ser à superfície ou submersa a qualquer profundidade.




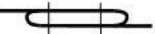
2.3.2.4 Fabrico dos geossistemas

Os geossistemas são preparados a partir de rolos de geossintéticos, de acordo com as especificações do projeto, no entanto, esta preparação está limitada às dimensões dos rolos em mercado, nomeadamente à largura do mesmo. Pelo que, para estruturas maiores, poderá ser necessário juntar vários painéis por meio de juntas ou sobreposições.

As áreas de união apresentam-se como pontos de fragilidade influenciando a resistência global dos geossistemas, pelo que estimula especial atenção na execução bem como é desejável tentar reduzir ao máximo a sua utilização. A junta deverá ser posicionada na zona do geossistema onde se verifiquem os menores esforços, sendo de evitar as zonas de maior tensão.

Na Tabela 2.8 apresentam-se os tipos de juntas mais frequentes e as suas principais características. De destacar que em zonas onde as juntas estão sujeitas a esforços importantes, é usual dispor de duas camadas de geossintéticos para reforço (Moraes, 2010). Da Tabela 2.8 depreende-se que uma junta por sobreposição oferece mais resistência à estrutura, no entanto é necessário levar em consideração que implica mais utilização de material. Este tipo de junta é mais fácil de executar devendo-se respeitar um comprimento mínimo de sobreposição de 0,5 m à superfície e de 1,0 m quando submerso (Pilarczyk 2000 *in* Moraes, 2010).

Tabela 2.8 - Tipologia de juntas mais frequentes (Fonte: Pilarczyk, 2000 in Moraes, 2010)

Característica da junta	Com agrafos		Por sobreposição	
	Simples	Com dobra	Simples	Com dobra
Forma				
Resistência da junta em % da resistência do geossintético	25 – 50	30 – 60	60 – 80	60 – 80
Resistência à passagem de partículas de solo	Incerta para solos finos	Garantida	Incerta	Garantida

2.3.3 Aspetos associados ao dimensionamento

Recio (2008), das Neves (2011), Bezuijen, et al. (2012) & Polis Litoral Norte, S.A. (2013) referem que, para o dimensionamento deste tipo de estruturas, ainda não existe uma formulação universalmente aceite.

Inicialmente o dimensionamento de geossistemas tinha por base a equação determinada por Hudson em 1956 para armaduras em camadas de pedra de quebra-mares. Com base nessa fórmula e em ensaios de modelo reduzido, Bouyze e Schram propuseram, em 1990, uma equação de estabilidade para geossistemas.

A equação de Bouyze e Schram tinha a vantagem de ser simples de aplicar; no entanto, os valores empíricos obtidos não levaram em consideração as ondas e foram obtidos apenas para geocilindros, não sendo aplicável em caso de geocontentores com comprimento finito (Recio, 2008).

Em 1998, Wouters propôs uma equação em que considera o equilíbrio de momentos entre as forças induzidas pelas ondas às quais o geocilindro está sujeito, a saber (Polis Litoral Norte, S.A., 2013):

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \frac{2,0}{\sqrt{\xi_{p,toe}}} \quad (2.1)$$

Em que:

H_s a altura de onda significativa;

Δ é dado por $\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$, sendo $\rho_E = (1 - n) \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$, onde n é a porosidade do material de enchimento, ρ_s é a massa volúmica da areia e ρ_w é a massa volúmica da água;

$\xi_{op} = \tan \alpha / (H_s / L_{op})$, em que α é o declive da estrutura, L_{op} é o comprimento da onda em águas profundas, e D_n é o diâmetro característico do elemento dado por $l \sin \alpha$, em que l são as dimensões do elemento na direção de propagação da onda.

O valor de 2,0 é um parâmetro empírico que Wouters determinou com base em ensaios. Esta equação considerou a porosidade do material de enchimento e o comprimento das ondas; no entanto, aquele parâmetro apenas pode ser obtido experimentalmente.

Oumeraci et al. (2002 *in* Polis Litoral Norte, S.A., 2013) propôs uma equação modificada de Wouters, baseando-se em ensaios de larga escala. Destaca-se nesta formulação a distinção entre talude e coroamento e é ainda introduzido um valor mais preciso a substituir 2,0, como se verifica na equação seguinte:

$$\frac{H}{\Delta D_n} = \frac{2,75}{\sqrt{\xi_{p,toe}}} \quad (2.2)$$

A definição das variáveis Δ , ξ_{op} e D_n é idêntica à apresentada para a equação de estabilidade de Wouters, sendo H a altura de onda crítica no início do dano, tipicamente igual a H_s .

Esta equação já permite dimensionar o talude e o coroamento independentemente, ao identificar as diferenças nas condições e nas forças atuantes no talude e no coroamento.

Recio (2008) investigou os efeitos da deformação em geocontentores, com o geossintético não tecido, na estabilidade hidráulica. Desta análise derivou um conjunto de equações de estabilidade que contemplam fatores de redução para os dois modos mais comuns de rotura em geossistemas e coeficientes de força, atendendo às solicitações induzidas no geocontentor.

Deslizamento	Tombamento
$l \geq u^2 \frac{[0.5KS_{CD}C_D + 2.5KS_{CL}C_L\mu]}{\left[\mu KS_R\Delta g - KS_{CM}C_M \frac{\partial u}{\partial t}\right]} \quad (2.3)$	$l \geq u^2 \frac{[0.05KO_{CD}C_D + 1025KO_{CL}C_L]}{\left[0.5KO_R\Delta g - 0.1KO_{CM}C_M \frac{\partial u}{\partial t}\right]}$
$W \geq \frac{\rho_s \left(u^2 \frac{[0.5KS_{CD}C_D + 2.5KS_{CL}C_L\mu]}{\left[\mu KS_R\Delta g - KS_{CM}C_M \frac{\partial u}{\partial t}\right]} \right)^3}{10}$	$W \geq \frac{\rho_s \left(u^2 \frac{[0.5KS_{CD}C_D + 2.5KS_{CL}C_L\mu]}{\left[\mu KS_R\Delta g - KS_{CM}C_M \frac{\partial u}{\partial t}\right]} \right)^3}{10} \quad (2.4)$

Em que:

l é o comprimento do geocontentor e W a massa do mesmo; u é a velocidade horizontal das partículas; $\frac{\partial u}{\partial t}$ é a aceleração horizontal; μ é o atrito entre geotêxteis; g é a aceleração da gravidade; Δ é também obtido por $\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$; KS e KO , assim como C , são fatores de deformação.

As equações de Recio (2008), embora relevantes por estabelecerem uma relação entre a estabilidade e a deformação, apresentam limitações importantes, nomeadamente por terem sido derivadas para um tipo específico de geossintético (não tecido), para condições específicas de geometria dos geocontentores (permitindo, no entanto, adaptações para outras geometrias) sempre com enchimento igual a 80%, em zonas com número de Reynolds (Re) compreendido entre 10^4 e 10^6 , e considerando apenas os casos de deslizamento e tombamento.

Em 2010, van Steeg e Vastenburgh (*in* Polis Litoral Norte, S.A., 2013) desenvolveram uma equação (2.5), com base em ensaios de modelo físico com geocilindros, para o cálculo da respetiva largura e altura e considerando a estabilidade hidráulica.

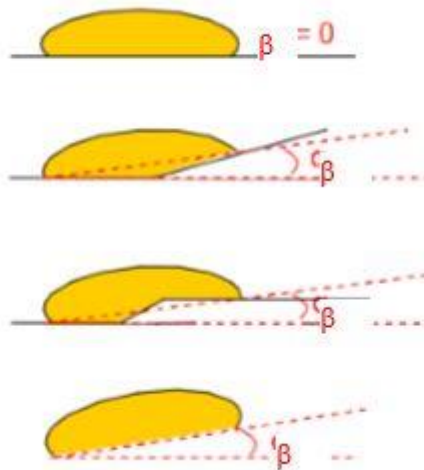
$$\frac{\chi H_s}{\Delta \sqrt{W_{cilindro} H_{cilindro} (f \cos \beta + \sin \beta)}} < 0.65 \quad (2.5)$$

Sendo:

χ um fator de redução associado à relação entre a energia da onda incidente e a energia que fica retida pelo cilindro;

$W_{cilindro}$ e $H_{cilindro}$ correspondem, respetivamente, à largura e à altura do geocilindro;

f o coeficiente de atrito e β o ângulo da colocação do geocilindro - Figura 2.13.



Fonte: Van Steeg e Vastenburgh

Figura 2.13- Determinação do ângulo β da equação 3.5

2.3.4 Exemplos de aplicação

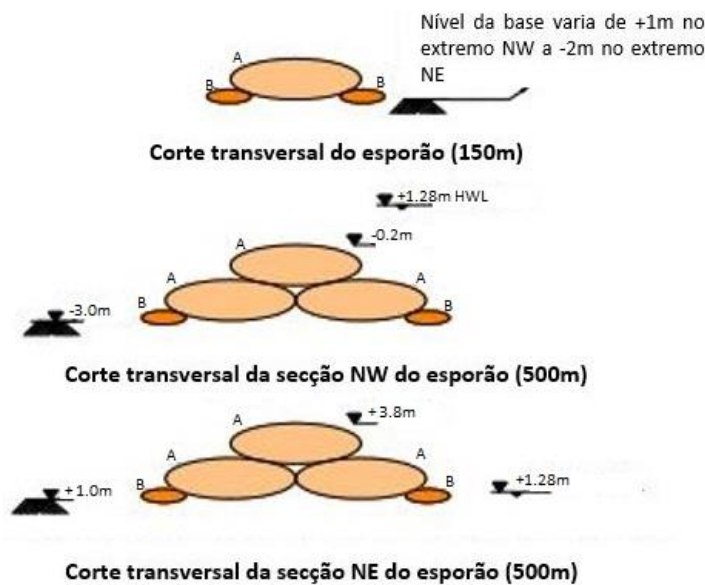
Nas seções seguintes referem-se alguns exemplos de aplicações reais de geossistemas no âmbito da proteção do litoral: três casos internacionais – na Índia, nos Países Baixos e na Coreia do Sul; e dois outros nacionais – a Norte da Figueira da Foz e na Póvoa do Varzim.

2.3.4.1 Internacionais

a) Esporão em Kochi, Índia

Tayade et al. (2015) relatam que o terminal de gás natural liquefeito em Kochi, na Índia, estava a sofrer de um problema de salinização e assoreamento na parte NW do respetivo porto. Existia ali já um esporão de enrocamento com 130m, que era insuficiente para mitigar esta situação.

Foi proposto e executado um prolongamento do esporão existente com 500m utilizando geocilindros com dois diâmetros distintos (3.0m e 1.0m), colocados de acordo com a Figura 2.14 e com uma sobreposição de 3.0m.



Fonte: Tayade et al. (2015)

Figura 2.14 - Pormenores do corte transversal de um esporão com geocilindros em Kochi, Índia; os geocilindros A e B têm diâmetros e seções de, respetivamente 3 m e 4,4x1,5 m e 1 m e 1,5x0,5 m

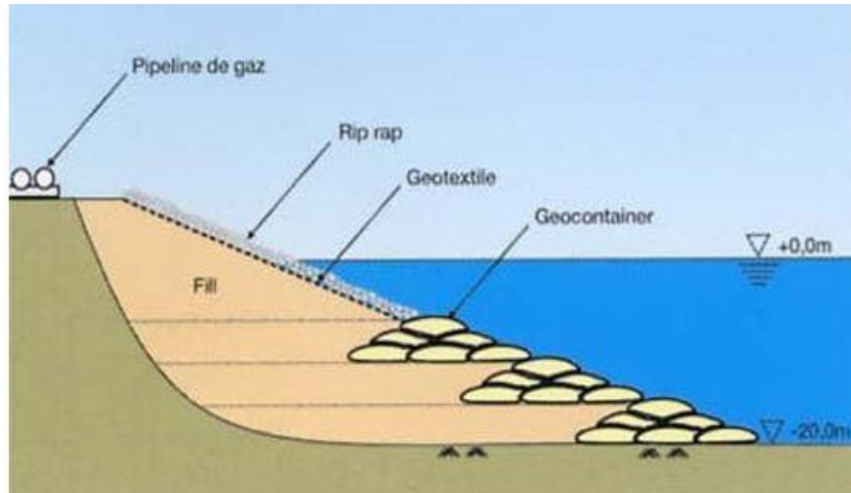
Tayade et al. (2015) concluem que, finda a construção, a corrente de deriva foi interrompida e o porto, onde embarcações manobram todos os dias, está livre de assoreamento. Revelam ainda que a escolha da utilização de geocilindros deveu-se à flexibilidade e rapidez da construção.

b) Diques submersos Zoutkamp, Países Baixos

Neste caso de estudo (Koffler et al., 2008), utilizaram-se os geocontentores como medida de emergência na reconstrução de um talude submerso cujos movimentos estavam a colocar em perigo tubagens de gás, instaladas próximas da crista do talude, na zona emersa - Figura 2.15.

Para a reconstrução desse talude submerso foram utilizados vários geocontentores preenchidos com areia e dispostos em camadas com a base à batimétrica de -20m - Figura 2.15.

Koffler et al. (2008) concluem que a obra foi bem sucedida e com um custo considerado razoável, sendo que o talude ficou estável.



Fonte: Koffler et al. (2008)

Figura 2.15 - Representação do perfil da reconstrução do talude submerso em Zoutkamp, Holanda

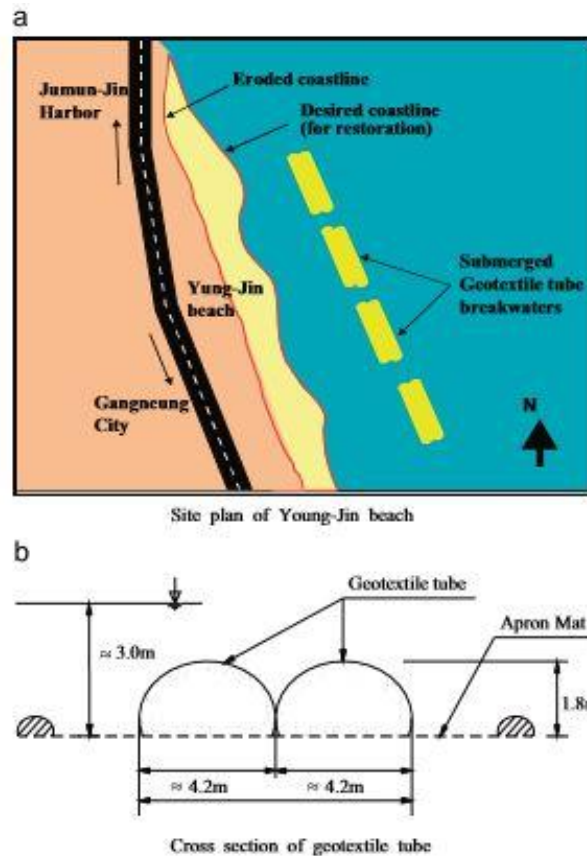
c) Quebramar submerso na praia de Young-Jin, Coreia do Sul

Shin & Oh (2007) descrevem a construção de um quebra-mar submerso com geocilindros para mitigação da erosão acentuada da praia de Young-Jin, na costa leste da Coreia do Sul.

Instalaram um total de 8 geocilindros de 50 m de comprimento e 1,8 m de diâmetro a 90-100 m de distância da costa. A configuração escolhida determinou a instalação de quatro grupos de dois geocilindros adjacentes, com espaçamentos de 20 m entre si - Figura 2.16.

Os geocilindros foram encheidos por bombagem hidráulica no local, utilizando um batelão para o respectivo transporte e posicionamento.

Os autores monitorizaram a obra por 12 meses, revelando a acumulação de areia e de algas no exterior dos geocilindros, como expectável.



Fonte: Shin & Oh. (2007)

a - Posição relativa dos geocilindros em relação à praia; b - perfil dos geocilindros submersos
 Figura 2.16 - Esquema da localização e configuração do quebra-mar destacado na praia de Young-Jin, Coreia do Sul.

2.3.4.2 Nacionais

Recuperação do sistema dunar de Leirosa, Norte da Figueira da Foz

A proximidade de uma instalação industrial e os respetivos efluentes industriais provocaram alterações significativas na dinâmica e estrutura do sistema dunar de Leirosa, a norte da Figueira da Foz - Figura 2.17.

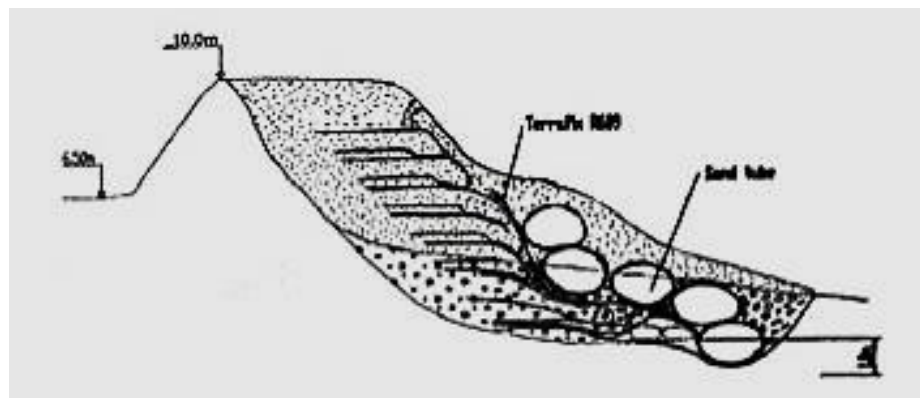
Os efeitos da erosão neste local eram também agravados pela retenção de sedimentos, tanto no porto de Figueira da Foz, a norte de Leirosa, como nos diversos esporões que se encontram entre Leirosa e a Figueira da Foz, incluindo o esporão de Leirosa.



Fonte: Antunes do Carmo et. al. (2010)

Figura 2.17 – Vista sobre a aérea da extensão do sistema dunar de Leirosa sob reabilitação

Antunes do Carmo et. al. (2010) referem que, em fevereiro de 2005, foram colocados colchões de areia com 6,4 m de comprimento, 3,2 m de largura e 0,825 m de altura, dispostos em 8 camadas, numa extensão de 120 m de costa – Figura 2.18. Posteriormente, foram cobertos por 1 m de areia vegetada com plantas favoráveis à fixação de areia.



Fonte: Antunes dos Carmo, et. al. (2010)

Figura 2.18 - Secção transversal da solução com colchões de areia e geocilindros

Esta solução, por si só, não se verificou suficiente, uma vez que após o primeiro inverno marítimo se verificou a abertura de algumas camadas, com perda significativa de areia.

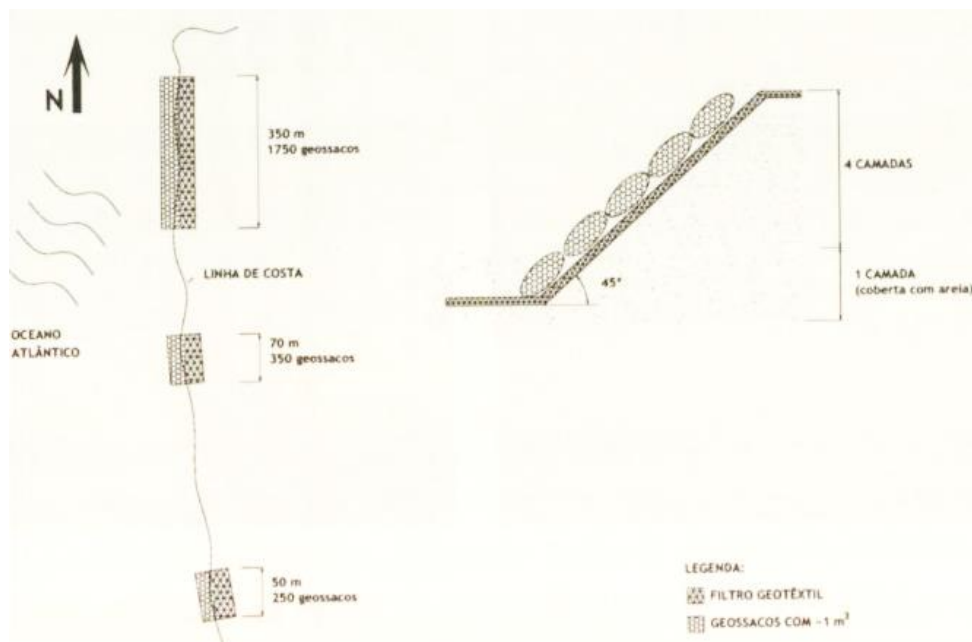
Para combater esta situação e em julho de 2008, colocaram-se na zona frontal da duna geocilindros com 20 m de comprimento e 1,6 m de diâmetro - Figura 2.18.

Deste então, verifica-se que durante os invernos marítimos a areia de cobertura é removida deixando os geocilindros expostos e com necessidade de manutenção.

Controlo de erosão do sistema dunar do Campo de Golf da Estela, Póvoa do Varzim

das Neves et al. (2009) relatam que o inverno de 2000/2001 destruiu quase por completo o sistema dunar da Estela, no concelho da Póvoa do Varzim, já fragilizado por acções de dragagem no Rio Cávado, diminuindo o volume de sedimentos transportados pela corrente de deriva e pela instalação de esporões, nomeadamente em Ofir, Cedo Bem e Apúia.

Assim sendo, foi feito o reforço do talude com inclinação de 45° reposto por ripagem mecânica de areias com uma tela geotêxtil e geossacos com 1 m³, enchidos com areia - Figura 2.19. A intervenção foi efectuada em três trechos de 350, 70 e 50 m.



Fonte: das Neves (2003)

Figura 2.19 - Esquema da intervenção no sistema dunar de Estela, Portugal

Esta intervenção teve carácter de emergência e como tal era temporária. Porém, as visitas técnicas ao local não identificaram necessidade de nova intervenção. Inclusive, após um período de tempestade forte no Inverno de 2003 e que obrigou a intervenções em diversas praias da região, não teve implicações significativas neste talude (*op. cit.*).

3

Restinga de Ofir: Descrição do caso de estudo

3 RESTINGA DE OFIR: DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Como já foi dito anteriormente, nas últimas décadas tem-se verificado uma crescente preocupação com o fenómeno de erosão costeira. Em Portugal e em particular na Costa Oeste, onde se situa a área de estudo, existem regiões já severamente afetadas o que obrigou a algumas intervenções para mitigar o seu avanço.

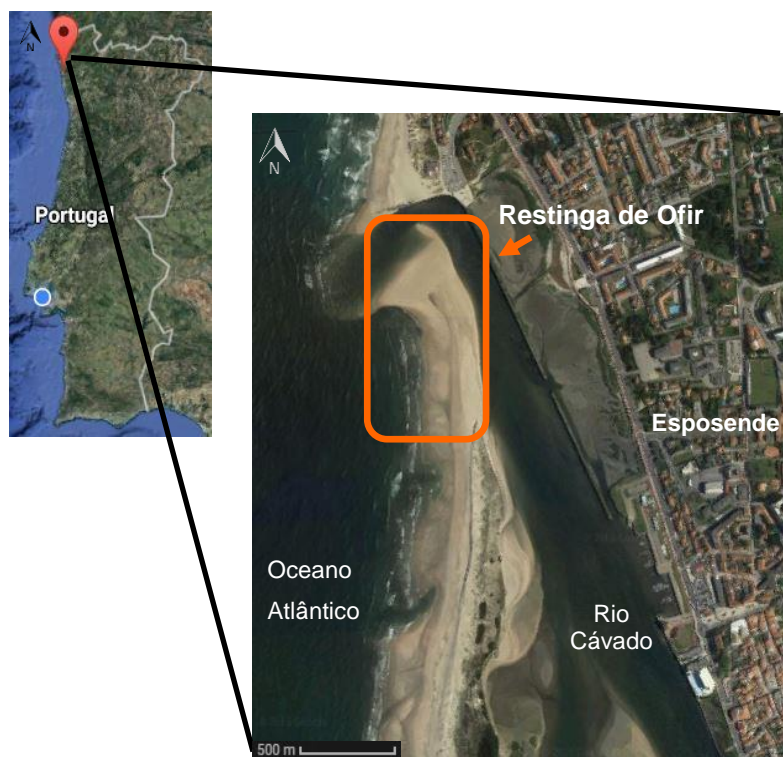


Figura 3.1 - Localização geográfica da área de estudo, identificada a laranja Fonte: Palma et. al (2016)

A restinga de Ofir – Figura 3.1 – pertencente ao município de Esposende, distrito de Braga, constitui a margem oeste e sul da zona estuarina do Rio Cávado, e tem cerca de 2100 m de comprimento e uma largura variável.

O estuário do rio, que nesta zona curva 90° para oeste, apresenta uma margem direita artificializada, com a existência de infraestruturas portuárias, de pesca, recreio e construção naval, protegendo a marginal de Esposende em cerca de 2 km.

A restinga, pela sua configuração alongada e pela sua posição relativa, representa uma proteção natural ao assoreamento e à salinização do rio. Efetivamente, a sua embocadura é estreita e pouco profunda, com um banco de areia principal que descobre em baixa-mar imediatamente à sua frente, assim como pequenas ilhas, no interior do estuário, separando o rio em canais de profundidade baixa. Ela oferece, também, à frente urbana de Esposende uma proteção natural contra o avanço do mar, prevenindo o galgamento da respetiva marginal.

Nesta zona existem ainda três obras costeiras – Figura 3.2 – que condicionam a evolução da linha da costa, nomeadamente o molhe da margem direita da embocadura do Cávado, a norte da restinga; o esporão da restinga (cerca de 1 km a sul do extremo norte da restinga); e o esporão de Ofir (cerca de 1,5 km a sul do extremo norte da restinga).

A restinga de Ofir, ladeada por mar e rio, reage à dinâmica marítima e fluvial com alterações na



Fonte: Google Earth (2016)

A – molhe da embocadura do Cávado; B - esporão da restinga; C - esporão de Ofir; D – Afloramentos

Figura 3.2 - Localização geográfica das estruturas de proteção costeira existentes a sul da restinga, assinalada a amarelo

sua morfologia. E verificou-se no passado, em particular em condições de tempestade, especialmente quando associadas a fenómenos de marés vivas, quebras nas zonas de maior fragilidade da restinga e inclusive a destruição da extremidade norte, pelo galgamento do mar.

A situação ecológica, social e económica de Esposende e da sua envolvente depende da restinga, uma singularidade do litoral norte, enquanto defesa natural. Deste modo, ações de reforço e robustecimento do cordão dunar têm sido executadas, sendo a mais recente, com recurso a geocilindros, alvo desta dissertação.

No presente capítulo é apresentada a área estudada, caracterizando a zona afetada, e é apresentado um histórico de intervenções nos últimos anos, assim como a evolução da restinga. Relativamente à situação atual, faz-se uma descrição da reabilitação com recurso a geocilindros.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Nestas secções é feito o enquadramento da zona de estudo com particular incidência nas características geomorfológicas e hidrodinâmicas.

3.1.1 Enquadramento geológico e geomorfológico

Para se perceber o contexto da restinga de Ofir é necessário conhecer também o Rio Cávado na sua zona de embocadura.

A foz do Rio Cávado, orientada E-O, localiza-se entre o molhe da embocadura a norte e a extremidade da restinga a sul. Tem 40 m de largura na direção N-S e é pouco profunda, entre 1 e 3 m na parte navegável do canal principal.

Loureiro (2006) descreve as principais unidades morfológicas observáveis deste sector, do mar para a terra: 1) o delta de vazante, na entrada da embocadura; 2) um banco arenoso, com o eixo

principal orientado segundo o fluxo dominante da corrente de vazante; 3) um delta de enchente próximo do quebra-mar; 4) um banco arenoso lobado que se forma sazonalmente no interior da foz; 5) o canal principal, E-O, com profundidade variável; 6) um ou dois canais secundários, NE-SO, com largura reduzida e profundidade inferior a 1 m.

As praias da restinga são de areias médias a grosseiras e limitadas por arribas talhadas diretamente nas dunas, sendo intercetadas pelo esporão da restinga – Figura 3.2. Estas estão muito expostas à ação das ondas cujo rumo dominante é do quadrante NO; no entanto, Loureiro (*op. cit.*) defende que os afloramentos rochosos de Cavalos de Fão, a Oeste do esporão de Ofir - Figura 3.2 - provocam refração e difração das ondas, contribuindo deste modo para a diminuição da energia da onda à chegada à praia, principalmente durante os temporais de SO.

Um estuário pode ser definido como um ambiente costeiro de transição, onde o corpo fluvial intercepta a massa de água marinha. Numa região estuarina é a barra do rio que condiciona as trocas de sedimentos, a salinidade, e as trocas de poluentes entre mar e rio. A barra do Rio Cávado apresenta um assoreamento considerável, característico desta morfologia costeira que, no entanto, condiciona a navegabilidade do seu canal principal.

A uma escala decenal, entre 1913 e 2005, Loureiro (*op. cit.*) identificou a presença do canal principal já referido e uma forte tendência para a instalação de um segundo canal orientado NE-SO. Este segundo canal é consequência do galgamento pelas ondas da extremidade norte da restinga, registando-se um aumento na frequência do fenómeno entre o período estudado pelo mesmo autor, que causam a rotura periódica da extremidade. Desta análise à escala decenal salienta-se, ainda, a distinta propensão da migração do delta de maré, localizado na parte norte da embocadura, em direção da restinga.

Globalmente nas praias arenosas a sul da foz do Cávado registaram-se aumentos no défice sedimentar. As perdas foram mais acentuadas na praia de Ofir, de $-163 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{ano}^{-1}$ entre 2002 e 2004, e na extremidade norte da restinga, $-135 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{ano}^{-1}$ entre 2001 e 2004. Quanto ao défice registado na extremidade da restinga está, possivelmente, relacionado com a existência da inversão da deriva sedimentar de sul para norte ao largo deste sector que, conjuntamente com as correntes de maré enchente, transportam os sedimentos para a foz e interior do estuário (*op. cit.*).

3.1.2 Condições hidrodinâmicas

Com base nos registos da bóia de Leixões, entre 1981 e 2003 e analisados pela Polis Litoral Norte, S.A. (2013) – Tabela 3.1 – tecem-se as seguintes considerações respeitantes à agitação marítima:

- Para a altura de onda significativa verifica-se que a maior percentagem de ocorrências é da classe entre 0,5 e 1,5 m, com 40 %, seguida do escalão 1,5 a 2,5 m, com 31,7 %, e a classe 2,5 a 3,5 m, com 28,3 %.

e do escalão 2,5 a 3,5 m, com 13,3 %. Observa-se também que só por 18 vezes se ultrapassa a altura de 8,5 m, o que corresponde a 0,7 %;

- Para o período significativo, o escalão mais frequente é o compreendido entre 8 e 10 s, com 30 %, a que se seguem os escalões, 6 a 8 s e 10 a 12 s, com cerca de 25 % cada. A percentagem de registos inferiores a 6 s é de 5,9% do total de registos, enquanto a percentagem dos registos superiores a 13 s é de 7,6 %;
- Relativamente à distribuição conjunta altura significativa/período significativo, os escalões mais frequentes são 0,5 a 1,5 m e 6 a 9 s, com 24 % dos registos, 1,5 a 2,5 m e 8 a 11 s, com 17 %, e 2,5 a 3,5 m, e 9 a 12 s;
- No que concerne a direções de onda verifica-se que o quadrante de NO é o que predomina na origem da ondulação, com 42,4 %. Todas as ondas com proveniência do quadrante de SO representam apenas 3,9 % do total de registos. A classe de direção de ondulação de oeste correspondeu a 7,7 % dos registos;
- 8,6% dos registos pertencem a situações de temporal, sendo o mês de dezembro o que apresenta maior número desses registos. No temporal registado com maior duração (quase 164 h), o valor máximo da altura significativa foi de 8,89 m e o valor médio foi de 5,31 m.

A Tabela 3.1 apresenta a distribuição conjunta de alturas de onda significativa e os períodos significativos, tendo por base os registos da bóia de Leixões, para o período de 1981 a 2003.

Tabela 3.1 - Número de registos para classes de alturas de onda significativa e respetivos períodos - dados do Instituto Hidrográfico para a bóia de Leixões, entre 1981 e 2003 [Coelho, 2005]

	H_s (m)										Σ
	≤ 0.5	0.5-1.5	1.5-2.5	2.5-3.5	3.5-4.5	4.5-5.5	5.5-6.5	6.5-7.5	7.5-8.5	8.5-9.5	
T_{Hs} (s)	≤ 4	9	6								15
	4-5	18	219								237
	5-6	63	1008	198							1269
	6-7	69	2006	761	17						2853
	7-8	70	2246	1094	158	3					3571
	8-9	19	1952	1472	368	42					3853
	9-10	5	1454	1549	627	150	45				3830
	10-11		897	1374	727	253	112	23			3386
	11-12	1	423	1047	711	333	262	63	8		2848
	12-13		134	476	471	320	322	135	22	2	1882
	13-14		21	140	240	202	242	148	74	10	1079
	14-15		4	24	71	98	199	80	50	23	557
	15-16		2	12	20	20	96	44	17	12	228
	16-17			5	4	5	17	36	5	6	81
	>17			2	3	1	4	8	1		19
Σ	254	10372	8154	3417	1427	1299	537	177	53	18	25708

De notar que no litoral português as marés são semidiurnas. Na Tabela 3.2 constam os elementos de maré relativos ao Porto de Viana do Castelo, publicados pelo Instituto Hidrográfico em 2011.

Tabela 3.2 - Elementos de marés para o Porto de Viana do Castelo em 2011 (Polis Litoral Norte, SA., 2013)

Porto	$PM_{MÁX}$ (m)	PM_{AV} (m)	PM_{AM} (m)	NM (m)	BM_{AM} (m)	BM_{AV} (m)	BM_{MIN} (m)
Viana do Castelo	3,92	3,49	2,67	2,00	1,33	0,51	0,13

A saber:

- $PM_{\text{máx}}$ – Nível da maré astronómica mais alta. É a altura de água máxima que se prevê que possa ocorrer devida à maré astronómica;
- PM_{AV} – É o valor médio, tomado ao longo do ano, das alturas de maré de duas preia-mares sucessivas, que ocorrem quinzenalmente quando a amplitude de maré é maior (próximo das situações de Lua Nova ou Lua Cheia);
- PM_{AM} – É o valor médio, tomado ao longo do ano, das alturas de maré de duas preia-mares sucessivas, que ocorrem quinzenalmente quando a amplitude de maré é menor (próximo das situações de Quarto Crescente ou Quarto Minguante);
- NM – Nível médio. É o valor médio adotado para as alturas de água, resultante de séries de observações maregráficas de duração variável, relativamente ao qual foram elaboradas as previsões;
- BM_{AM} – É o valor médio, tomado ao longo do ano, das alturas de maré de duas baixa-mares sucessivas, que ocorrem quinzenalmente quando a amplitude de maré é menor (próximo das situações de Lua Nova ou Lua Cheia);
- BM_{AV} – É o valor médio, tomado ao longo do ano, das alturas de maré de duas baixa-mares sucessivas, que ocorrem quinzenalmente quando a amplitude de maré é maior (próximo das situações de Lua Nova ou Lua Cheia);
- BM_{MIN} – Nível da maré astronómica mais baixa. É a altura de água mínima que se prevê que possa ocorrer devida à maré astronómica.

De referir que na Tabela de Marés, publicada pelo Instituto Hidrográfico, está indicado que, dado o plano do Zero Hidrográfico (ZH) ter sido fixado em relação a nível médio adotado há várias décadas, os desvios entre a altura de maré real (observada) e a altura de maré prevista podem ultrapassar frequentemente 0,10 m.

No dimensionamento da solução implementada no reforço do cordão dunar da restinga de Ofir com recurso a geocilindros foram consideradas, pela Polis Litoral Norte, SA. (2013), ondas com as seguintes características:

- altura significativa ao largo de 8,5 m e de 9,5 m;
- período de pico de 12 e 14 s;
- nível de maré de 4,34 m.

As características das ondas incidentes perto da estrutura foram definidas pela Polis Litoral Norte, SA. (2013) com base nas condições apresentadas na Tabela 3.1, e através da estimativa da onda limitada pela profundidade utilizando o método publicado por Goda em 1985.

A Polis Litoral Norte, SA. (2013) adotou, ainda, no projeto um nível de maré corresponde ao da preia-mar de águas vivas constante da Tabela 3.2 para o ano de 2011, somado de 0,10 m, correspondente à subida do nível do mar por razões climáticas, e de 0,75 m, correspondentes à estimativa de sobrelevação do nível médio do mar em Viana do Castelo, devido a fenómenos meteorológicos para um período de retorno de 10 anos, tendo admitido que a taxa de subida do nível do mar por alterações climáticas se mantém.

3.2 EVOLUÇÃO RECENTE DA RESTINGA (1995 A 2013) E HISTÓRICO DE INTERVENÇÕES

Conforme abordado na secção anterior, a restinga responde à dinâmica fluvial e marinha a que está sujeita com alterações morfológicas significativas, tanto mais importantes quanto mais próximas da sua extremidade norte. A restinga em si é já um produto da evolução na morfologia do litoral nos últimos cinco séculos, tendo para a sua formação contribuído muito o avanço do estuário do Rio Cávado (Palma et. al., 2016). No entanto e apesar destas variações episódicas, os registos mostram que a restinga tinha já a configuração que tem hoje, tendo sofrido uma translação no sentido de terra, que resulta da diminuição do caudal sólido litoral (Polis Litoral Norte, S.A., 2013).

A ação conjunta das correntes de maré e da ondulação verificada durante o ciclo de maré, aumenta a erosão da face fluvial da restinga, enquanto a face oceânica, com declive bastante reduzido, torna-a mais vulnerável aos galgamentos oceânicos, principalmente em situações de forte agitação marítima coincidentes com marés vivas e/ou cheias.

A fragilidade desta singularidade do litoral que conduziu já à sua rotura e a importância já identificada neste documento deste corpo dunar para o meio em que se insere, motivaram nas últimas duas décadas a intervenções de mitigação.

Na Tabela 3.3 identificam-se os trabalhos de alimentação artificial aplicados como reforço da extremidade norte da restinga.

Verifica-se na Tabela 3.3 que o intervalo entre intervenções é inferior a 5 anos. Da análise conjunta da Tabela 3.3 e da Figura 3.5, é possível confirmar o efeito imediato da alimentação artificial. No entanto, e embora sendo uma solução de impacto mínimo e pouco invasiva, não é também duradoura. A situação da restinga conforme já descrita anteriormente assim como a relevância da mesma para a estabilidade da região, incentivaram a uma intervenção com carácter mais permanente, ou que pelo menos motivasse a retenção dos sedimentos utilizados na alimentação artificial.

Tabela 3.3 - Histórico das intervenções de alimentação artificial na restinga de Ofir (adaptado de Polis Litoral Norte, 2013)

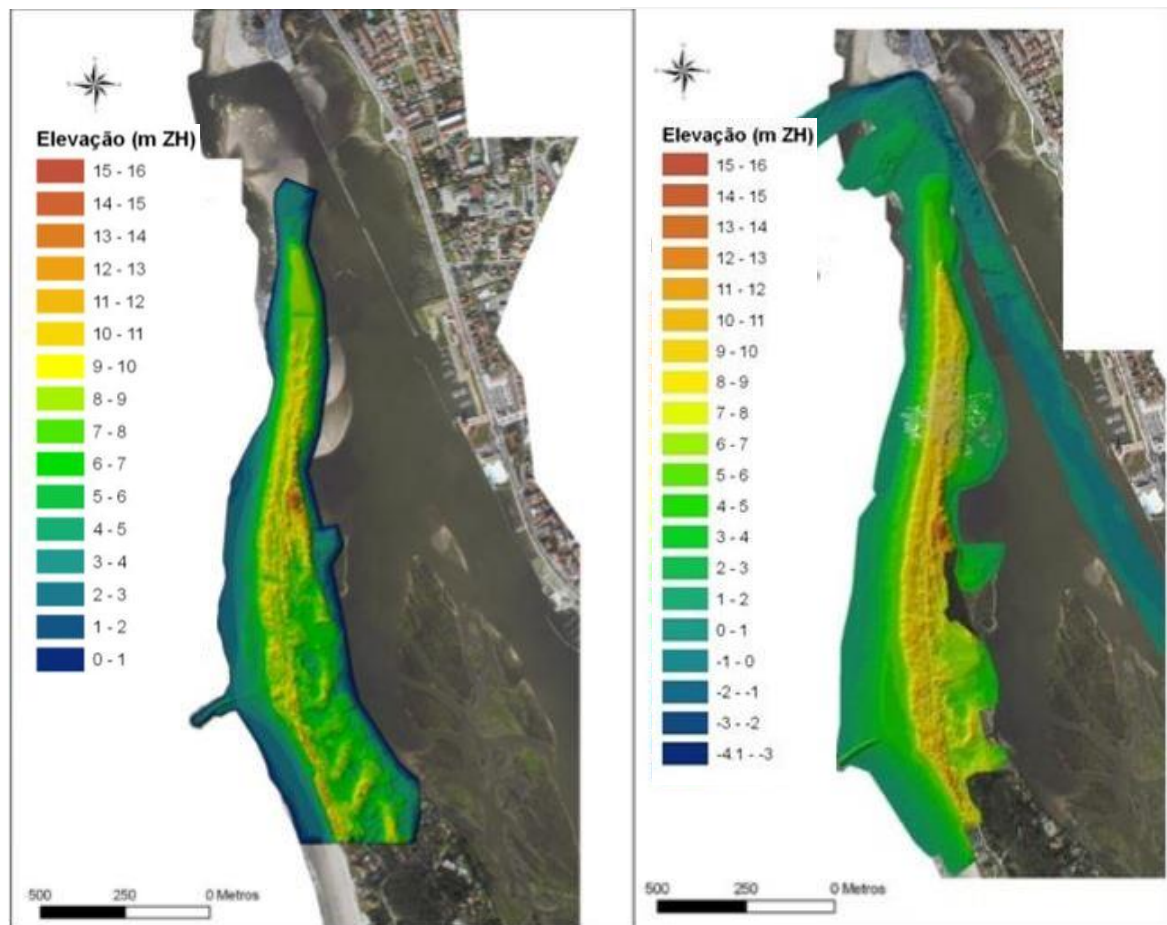
<i>Ano</i>	<i>Intervenção</i>	<i>Observações</i>
1994	105 000 m ³	Empreitada motivada pelo rompimento da restinga no Inverno de 1993; cota da restinga aumentada para +9m ZH
1998	300 ha	Alimentação para elevação da restinga à cota +10.5m ZH
2001	15 000 m ³	—
2006	112 000 m ³	Reforço da extremidade da restinga ao longo de 225 m, elevada para a cota + 6.0m ZH e reforço da margem direita da restinga ao longo de 200 m

Em 2001 – Figura 3.5 – tinham passado 6 anos desde a primeira alimentação artificial e 3 anos desde a de 1998. Ainda assim, verifica-se o recuo da restinga para sul com uma clara erosão da arriba dunar na vertente virada para o rio.

Em 2003 este comportamento agravou-se, não só relativamente à morfologia da restinga, mas também com alterações significativas da batimetria do Rio Cávado.

O banco de areia, abordado na secção anterior, divide a corrente do rio forçando uma parte da mesma de encontro à arriba dunar da restinga, provocando a sua regressão e o consequente assoreamento da foz.

De salientar a imagem de 2006 da Figura 3.4, onde é nítida a rotura da restinga e a formação do canal secundário do Rio Cávado, conforme referido previamente.



Fonte: Polis Litoral Norte, S.A. 2013

Figura 3.3 – Modelo digital de altitudes (MDA) realizado com levantamentos topo-hidrográficos de novembro de 2009, à esquerda, e novembro de 2011, à direita

Comparando os dados dos levantamentos de novembro de 2009 e 2011 – Figura 3.5 – constata-se que ocorreu erosão da restinga do lado do rio e assoreamento do lado do mar. Porém, é de referir que em novembro de 2011 a bóia de Leixões ainda registava os mesmos valores de altura de onda que durante o Verão, distinguindo-se das condições de agitação marítima em igual período em 2009 (Polis Litoral Norte, S.A., 2013). Verifica-se na mesma figura que o corpo da restinga está à cota + 9.0m ZH; no entanto, o extremo norte está aproximadamente a + 5.0m ZH.



1995



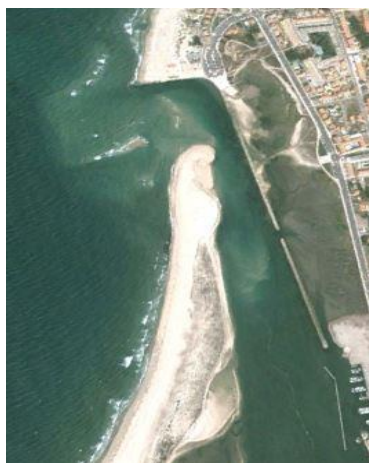
1996



1998



2001



2002



2003



2006



2010



2013

Fontes: Polis Litoral Norte, S.A. (2013); Porto (2013); Google Earth (2016)

Figura 3.4 – Evolução da restinga em vistas aéreas desde 1995 até 2013

A Polis Litoral Norte, S. A. (2013) relata ainda uma situação de temporal em 19 de janeiro de 2013, tendo sido observada uma alteração fisiográfica considerável da restinga, com a rotura do trecho norte, já verificada anteriormente – Figura 3.5. Este evento foi o ponto determinante para ser decidida uma nova solução que se refere nas secções seguintes.

3.3 REFORÇO DA RESTINGA DE OFIR COM GEOCILINDROS

Tendo a última alimentação artificial ocorrido em 2006 e após o temporal de 2013, a restinga de Ofir necessitava novamente de reabilitação. A Polis Litoral Norte, S.A. (2013) optou pelo reforço com recurso a areia removida da barra e do canal de navegação do Rio Cávado, inovando ao decidir aplicar cilindros de geossintéticos dispostos ao longo da frente marítima. O objetivo da utilização dos cilindros de geossintéticos referido pela empresa é o de aumentar o período de vida útil desta nova intervenção, sem introduzir uma estrutura permanente numa zona com elevada variabilidade morfológica.

No entanto, o projeto não visa apenas o combate direto à erosão, mas também, a intenção de valorizar e requalificar o cordão dunar que, ao longo dos últimos anos, se vinha degradando. Neste sentido foram, ainda, preconizadas ações complementares de recuperação e proteção dos sistemas dunares para repor as condições de ambiente natural e que assegurassem a sua estabilidade biofísica por via da recuperação e consolidação, incidindo sobre a colocação de passadiços sobre-elevados e módulos de estacionamento de bicicletas, de forma a minimizar o pisoteio das dunas; recetáculos de resíduos sólidos urbanos para evitar a deposição indiscriminada de resíduos; a substituição de paliçadas; a colocação de painéis informativos, com o objetivo de sensibilizar a população para a intervenção e, especialmente, para a função dos geossintéticos que, sendo uma técnica inovadora, poderia suscitar a curiosidade das pessoas e/ou atos de vandalismo; finalmente, a revegetação do corpo da restinga com espécies vegetais autóctones com características de retenção de areias.

A utilização de geossistemas num projeto para a proteção costeira é relativamente recente e acarreta um certo grau de incerteza, principalmente no que concerne ao seu dimensionamento uma vez que, por norma, são utilizados modelos empíricos baseados ou complementados com ensaios experimentais (Palma et. al., 2016).

Nas secções que se seguem descrevem-se as características da solução implementada com recurso a geocilindros, bem como dos materiais utilizados, o dimensionamento efetuado e, ainda, a sua configuração e disposição.

3.3.1 Caraterísticas associadas ao dimensionamento dos geocilindros

No projeto, os geocilindros foram dimensionados pela Polis Litoral Norte, S.A. (2013) com base em algumas das equações abordadas na seção 0, nomeadamente a de Wouters (1998), a de

Oumeraci et al. (2002), a de Antunes do Carmo et al. (2009), e a de van Steeg e Vastenburger (2010).

E foram consideradas pelos projetistas as características de onda referidas na secção 3.1.2 nomeadamente:

- altura significativa ao largo de 8,5 m e de 9,5 m;
- período de pico de 12 e 14 s;
- nível de maré de 4,34 m.

De salientar que, no caso da equação de van Steeg e Vastenburger (2010), foi executada pela Polis Litoral Norte, S.A. (2013) uma análise de sensibilidade aos parâmetros coeficiente de atrito do geocilindro com a fundação (f) e coeficiente de correção (χ), confirmando-se que o diâmetro mínimo nesta equação é bastante sensível a variações dos mesmos. Por questões de segurança, optaram por utilizar os pares (f ; χ) = (0,65; 0,9).

Na Tabela 3.4 apresentam-se os resultados do diâmetro mínimo calculado para o projeto recorrendo às equações supra indicadas.

Tabela 3.4 – Resultados obtidos do cálculo da estabilidade hidráulica da estrutura (adaptado de Polis Litoral Norte, S.A., 2013)

Parâmetros					Diâmetro mínimo do geocilindro (m)			
H_0 (m)	T_p (s)	L_0 (m)	H_s junto à obra (m)	$\xi_{p,toe}$	Wouters (1998)	Oumeraci et al. (2002)	Antunes do Carmo et al. (2009)	van Steeg e Vastenburger (2010)
8.5	10	224.6	3.7	3.1	5.7	4.1	2.4	4.6
	12	305.7	3.8	3.6	6.3	4.6	2.6	4.7
9.5	10	224.6	3.8	3.1	5.8	4.2	2.4	4.7
	12	305.7	3.9	3.5	6.4	4.6	2.7	4.8

Da análise da Tabela 3.4 verifica-se que os valores obtidos para o diâmetro mínimo do geocilindro tem a mesma ordem de grandeza no caso das equações de Oumeraci et al. (2002) e de van Steeg e Vastenburger (2010).

A Polis Litoral Norte, S.A. (2013), com base nos resultados obtidos na Tabela 3.4, utilizou um diâmetro de 5.0m.

Porto (2013) procedeu a ensaios em modelo reduzido do projecto da Polis Litoral Norte, S.A. (2013), com recurso a tanque de ondas. Considerando que o enquadramento da área de estudo compreende uma zona fluvial e outra marítima, e não tendo sido possível, com a instalação no

tanque de ondas, reproduzir a zona fluvial, os resultados obtidos adequam-se principalmente ao lado marítimo. Neste estudo o autor *op. cit.* efetuou três séries de três ensaios, em que em dois foi aplicado o reforço com geocilindros, distinguindo-se pelo alinhamento das juntas, e no último não foi aplicada nenhuma proteção há restinga.

3.3.2 Características dos geocilindros

Os geocilindros são feitos com um material geossintético, de polipropileno ou poliéster do tipo “tecido”, preferidos pela sua elevada resistência a solicitações.

O material utilizado foi escolhido, também pelas suas características de resistência à degradação por radiação ultravioleta e à degradação química. E embora tal seja verdade nos ensaios laboratoriais, há que questionar se a mesma resistência se aplica às condições ambientais a interencionar, particularmente quando sujeitos ao pH e às condições bioquímicas do Rio Cávado (Palma et. al., 2016).

De salientar que a questão da durabilidade dos geossintéticos é ainda um dos tópicos mais investigados, sendo também um dos motivos de maior resistência dos Adjudicatários à adoção destas soluções.

Relativamente às costuras, foi escolhida a configuração em que são dobradas e sobreposta, tendo sido executadas em fábrica. Houve ainda a preocupação de sobrepor as extremidades dos geocilindros em 1.5m - Figura 3.6.

Os geocilindros foram colocados vazios no local pretendido e cheios através de bombagem hidráulica de uma emulsão de água com areia através de entradas localizadas na parte superior dos mesmos – Figura 3.7. Foi exigida uma percentagem de enchimento dos geocilindros de 80%, que foi efetuado de forma controlada para não se rasgar o geotêxtil. Por razões logísticas os geocilindros de proteção do pé de talude foram cheios antes dos outros geocilindros.

Na Figura 3.7 é apresentada uma fotografia para exemplificar o enchimento de um geocilindro de base.

Houve, por parte da Entidade Executante, o cuidado de cumprir o estipulado em projeto para manipulação destes geossistemas, tendo ficado excluído o manuseamento com ganchos, tenazes ou instrumentos afiados (Proman, 2015).



Figura 3.5 - Pormenor da sobreposição das extremidades dos geocilindros



Fonte: Proman, 2015

Figura 3.6 – Geocilindros de base: pormenor do enchimento de um, à esquerda, e abertura para o enchimento, à direita

A superfície sobre a qual os geocilindros são depositados tem de estar nivelada e livre de raízes, obstruções, canais de erosão, depressões ou outros detritos (Polis Litoral Norte, S.A., 2013).

Dos relatórios de acompanhamento de obra (Proman, 2015) constata-se que a Entidade Executante teve dificuldade no enchimento dos geocilindros próximo do nível + 1.0m, onde os efeitos de maré são mais sentidos (Palma et. al., 2016).

Na Tabela 3.5 são apresentados os resultados dos ensaios de controlo de qualidade efetuados aos geocilindros.

Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios de controlo de qualidade aos geossintéticos utilizados nos geocilindros (adaptado de Provan, 2015)

Propriedades		Método	Valor	Tolerância
Resistência à tração	Longitudinal	EN ISO 10319:2008	185.0 kN/m	- 10.0 kN/m
	Transversal		185.0 kN/m	
Fluência em tração	Longitudinal		17.0 %	± 3.0 %
	Transversal		13.0 %	± 2.0 %
Massa por unidade de área		EN ISO 9864:1990	950 g/m ²	± 10 g/m ²
Espessura a 2 kN/m ²		EN ISO 9863	2.4 mm	± 0.26 mm
Resistência ao punçoamento estático		EN ISO 12236:2006	21 kN	-1.0 kN
Dimensão dos poros		EN ISO 12956:2006	380 µm	± 40 µm
Permissividade sem carga		EN ISO 11058	22 mm/s	- 2.0 mm/s
Resistências das costuras		EN ISO 10321:2008	175 kN/m	- 5.0 %
Durabilidade	Resistência UV	EN ISO 12224 EN ISO 12226	Manteve mais de 90 % de resistência com 500 MJ	
	Resistência química	EN 14030	Manteve mais de 90 % de resistência com 2 < pH < 10	
	Resistência à oxidação	EN ISO 13438	Manteve mais de 90 % de resistência em 56 dias	

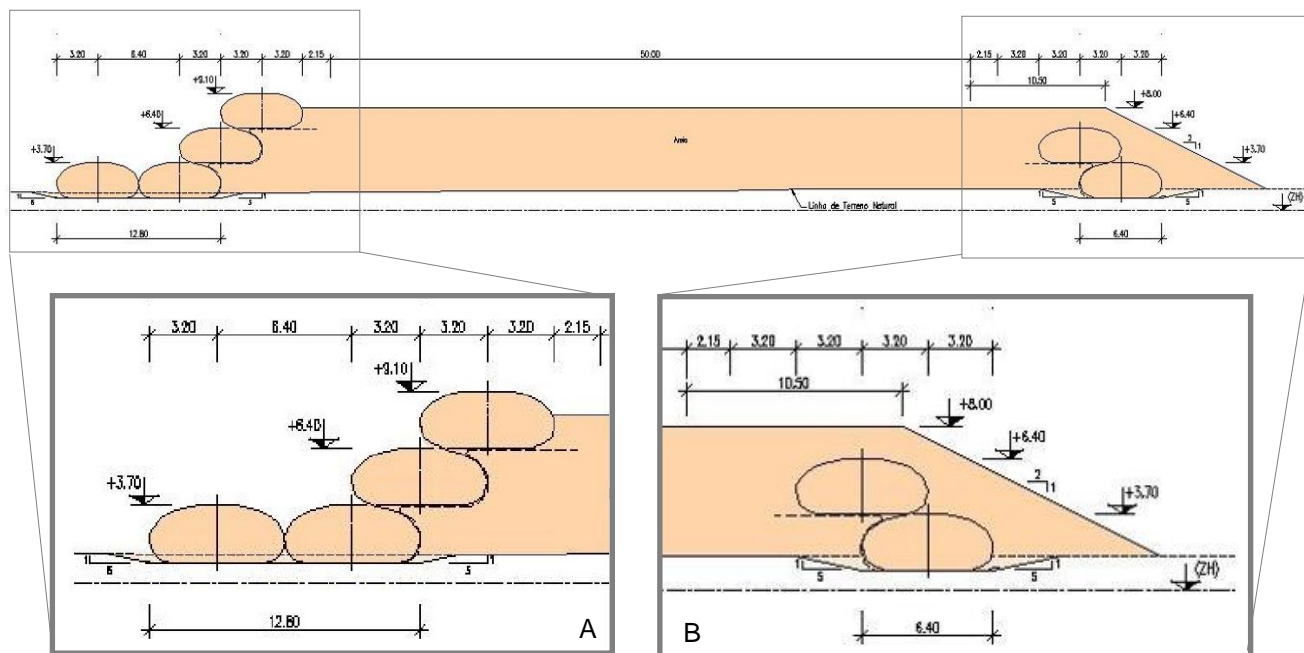
3.3.3 Configuração da solução adotada

A implantação do reforço foi efetuada no sentido de ligar o corpo atual da restinga com o banco de areia que se situava a norte. Deste modo, pretendia-se provocar um aumento na velocidade na embocadura do rio, diminuindo o assoreamento da barra (Polis Litoral Norte, S.A., 2013).

Como tal ficou definido uma largura de coroamento mínima de 50.0m e uma cota de coroamento de + 8m ZH para reduzir o impacte visual e por ser uma cota próxima da atingida com o último reforço em 2006.

Com o objetivo de conter as areias da alimentação artificial por um maior período, foram colocados geocilindros com diâmetro de 5.0 m e de acordo com a seguinte configuração – Figura 3.7:

- Talude do lado do mar – colocação de três fiadas de geocilindros até à cota + 9.1m ZH;
- Talude do lado do rio – colocação de duas fiadas de geocilindros até à cota + 6.4m ZH;



Fonte: Polis Litoral Norte, S.A. 2013

A – pormenor do lado do mar; B – pormenor do lado do rio.

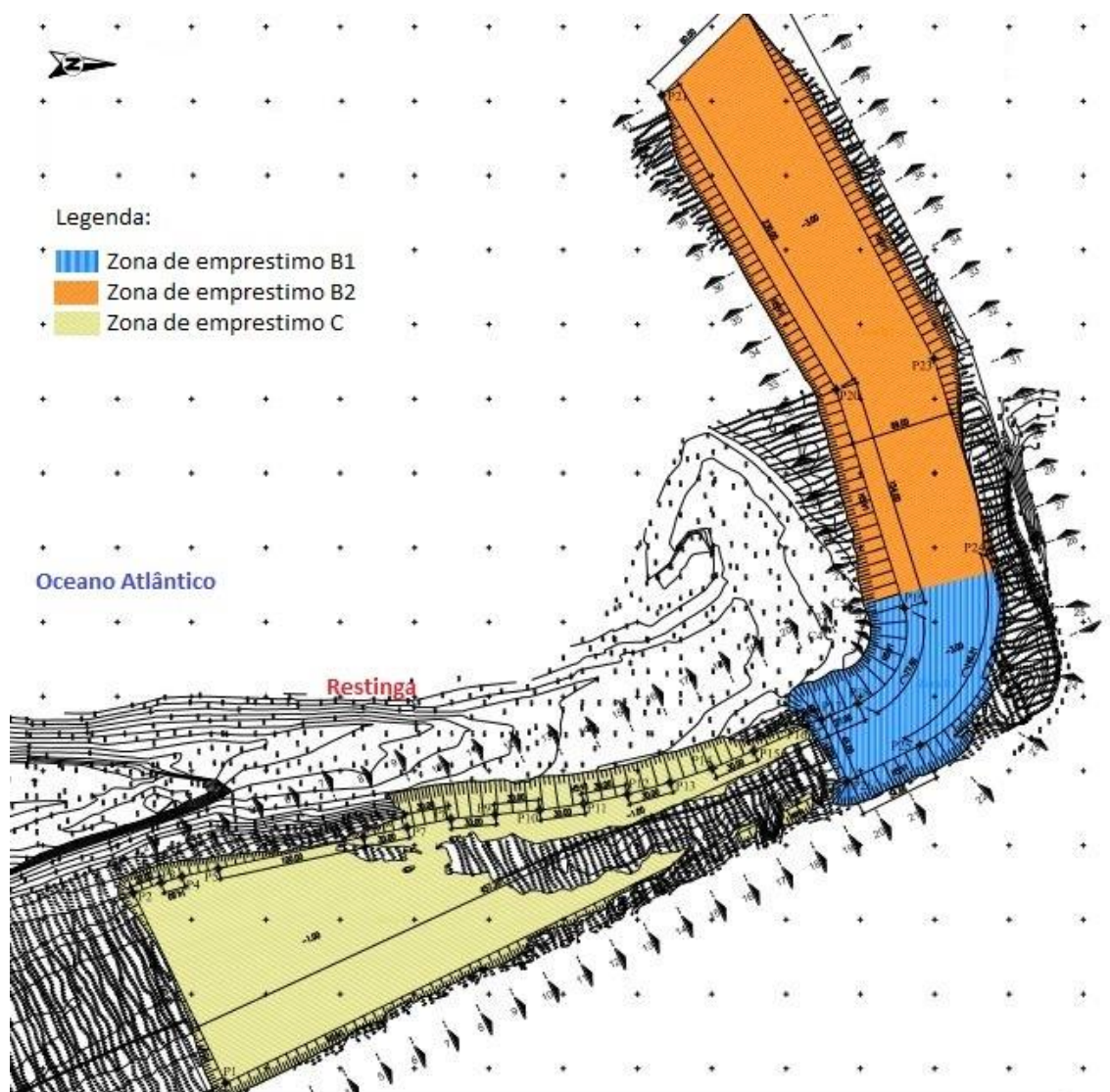
Figura 3.7 - Representação esquemática, em perfil transversal, do reforço adotado para a restinga

A estrutura inclui um total de 49 geocilindros, estando localizados em planta incluída no Anexo 5.

Os geocilindros da fiada inferior têm uma proteção de pé de talude em tela de geotêxtil.

Para a construção da duna artificial foram utilizados 114.245 m³ de areia e 35.546 m³ para o enchimento dos geocilindros, totalizando um volume de areia de 149.791 m³. A areia utilizada proveio da zona terminal do Rio Cávado, tendo sido efetuadas dragagens de 101.619 m³ até à cota -1m ZH no canal de navegação – Zona C na Figura 3.8 – e de 32.864 m³ até a cota -3m ZH na barra – Zona B1 e B2 na Figura 3.8.

De salientar, ainda, que para a construção da duna artificial foi necessária uma escavação de 15 308 m³, tendo a areia sido totalmente reutilizada na obra.



Adaptado de Polis Litoral Norte, S.A.,

Figura 3.8 – Esquema da localização das zonas de empréstimo, sem escala

4

Reabilitação da restinga de Ofir: Análise do comportamento

4 REABILITAÇÃO DA RESTINGA DE OFIR: ANÁLISE DO COMPORTAMENTO

A reabilitação em referência é pioneira no que respeita à utilização de geocilindros numa grande estrutura costeira, em substituição das técnicas convencionais de engenharia, em Portugal. Como referido, a análise do comportamento desta intervenção a curto/médio prazo é essencial para a avaliar a aplicabilidade deste tipo de sistemas em regiões de agitação marítima energética.

A construção do reforço da restinga de Ofir iniciou-se em junho de 2015 e foi concluída em novembro de 2015. Nas seções que se seguem caracteriza-se a situação atual, discutem-se os resultados da fiscalização de acompanhamento da obra e tecem-se considerações relativamente ao dimensionamento efetuado em projeto.

4.1 ANÁLISE DOS RELATÓRIOS DE FISCALIZAÇÃO DE ACOMPANHAMENTO DA OBRA

Durante a fase de execução de qualquer projecto o controlo de qualidade e de segurança são imperativos em assegurar o sucesso da infraestrutura (Palma et. al, 2016). No decorrer da obra foram feitas monitorias de fiscalização pela Proman (2015), cujos relatórios são analisados nesta secção.

Durante a execução foram identificados complicações com os geossintéticos que implicaram uma intervenção directa para reparação. A Figura 4.1 é exemplo de uma das complicações.

Figura 4.1 - Rotação de um geocilindro no lado do mar, da fiada de base, capturado em setembro de 2015



Fonte: Proman, 2015

Na Tabela 4.1 são identificadas essas complicações fazendo referência à sua localização relativa na estrutura.

Tabela 4.1 - Danos registados nos geocilindros e a sua localização, durante a construção em 2015.

DANO	LOCALIZAÇÃO		AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO
Costuras descosidas	Lado do Mar	Topo				
		Meio				
		Base				
	Cabeça da restinga	Topo				
		Meio				
		Base	1	2		
	Lado do Rio	Topo		2		
		Meio				
		Base		1		
Rotação – Figura 4.1	Lado do Mar	Topo				
		Meio				
		Base		1		
	Cabeça da restinga	Topo				
		Meio				
		Base	1			
	Lado do Rio	Topo				
		Meio				
		Base				
Abertura	Lado do Mar	Topo				2
		Meio			1	
		Base		1	3	
	Cabeça da restinga	Topo				
		Meio				
		Base	2	1		
	Lado do Rio	Topo				
		Meio				
		Base				
Abertura em redor da abertura	Lado do Mar	Topo				
		Meio				
		Base				
	Cabeça da restinga	Topo				
		Meio		1		
		Base				
	Lado do Rio	Topo				
		Meio		2		
		Base				

Salienta-se que, durante a fase de construção e reiterado pela análise da Tabela 4.1, verificou-se que as áreas mais afectadas e mais susceptíveis de dano localizam-se do lado do mar e na fiada de base.

4.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA

Em novembro de 2015 a intervenção de reforço da restinga de Ofir foi considerada concluída. Na Figura 4.2 apresenta-se o aspeto geral da estrutura em janeiro de 2016. Salienta-se que do lado do rio a areia utilizada para cobrimento dos geocilindros havia já sido erodida



Figura 4.2 - Aspeto da restinga em janeiro de 2016, após a conclusão das obras de reforço; Vista para SO

Durante o inverno marítimo verificaram-se indícios de que o mar havia galgado a estrutura – Figura 4.3.



Figura 4.3 - Indícios de erosão por galgamento da estrutura

O galgamento da estrutura compromete a sua estabilidade, atendendo a que uma tela de geosintético não foi inserida no aterro para minimizar os efeitos de permeabilidade da estrutura. Estes indícios demonstram ainda que a altura do coroamento é inferior à desejável.

Em adição às aberturas nos geocilindros ocorridas durante a fase de construção e referidas na secção anterior, verificou-se uma abertura significativa de um geocilindro do lado do rio na fiada de base, que resultou no vazamento completo do enchimento do mesmo – Figura 4.4, logo nos primeiros meses após o término da construção.



Figura 4.4 - Restinga do lado do rio, com destaque para a rotura de um geocilindro; fotografia de 14-01-2016

Os dias que antecederam a fotografia na Figura 4.4 foram de grande temporal, marcado pelo caudal de cheia do rio Cávado. Estevão (2016), em comunicação privada, revelou que as suspeitas para a rotura do geocilindro recaíam sobre dois possíveis motivos: (i) atos de vandalismo, descartados como pouco prováveis pelas condições atmosféricas pouco propícias à presença de habitantes curiosos na restinga; (ii) corte por algum detrito, por exemplo um tronco de árvore, que tenha sido arrastado pela corrente do rio.

Da observação direta dos geocilindros também ficaram evidentes os movimentos internos da respetiva areia de enchimento – Figura 4.5.



Figura 4.5 - Geocilindro do topo no lado do mar, em que são evidentes migrações de areia; fotografia tirada a 14-01-2016 com vista para NO;

Conforme indicado anteriormente, desde início foram registadas dificuldades de execução, nomeadamente o enchimento dos geocilindros à cota + 1.0 m ZH. Foi submetida e aprovada pelo

projectista, uma alteração na configuração/posição dos geocilindros (Proman, 2015), cuja especificidade é omissa, tanto do projecto como dos relatórios de fiscalização.

Do resultado da observação directa identificou-se que, do lado do oceano, os geocilindros de base não estavam alinhados – Figura 4.6.



Figura 4.6 - Fotografias em janeiro de 2016 (esquerda) e em novembro de 2015 (direita) do aspecto dos geocilindros do lado do oceano, com ênfase para o desnível entre os geocilindros da base e os restantes

Esta diferença na posição relativa acredita-se dever-se a um de dois motivos: (i) à alteração a nível do projeto referida nos relatórios de fiscalização da Proman (2015), mas não especificado (ii) ou por outro lado, a infraescavações na base da estrutura.

São, também, evidentes as diferenças de recobrimento das fotografias na Figura 4.6. Menos de dois meses separa as duas fotografias; no entanto, a fiada de base, que deveria estar enterrada na areia, está já a descoberto.

Estevão (2016), em comunicação oral direta, referiu, ainda, que quando o fim do inverno marítimo chegou eram já vários os geocilindros com rotura e em posições aleatórias. Alguns dos quais com claros indícios de terem sido perfurados por objetos cortantes, certamente por atos de vandalismo. Outros, no entanto, não apresentavam justificação tão perceptível para a rotura, estando a origem da mesma ainda a ser investigada pela Polis Litoral Norte, S.A.

4.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO

Conforme referido na secção 2.3.3, não existe até ao momento uma equação para o dimensionamento de geossistemas que tenha em consideração as deformações e os processos que as originam.

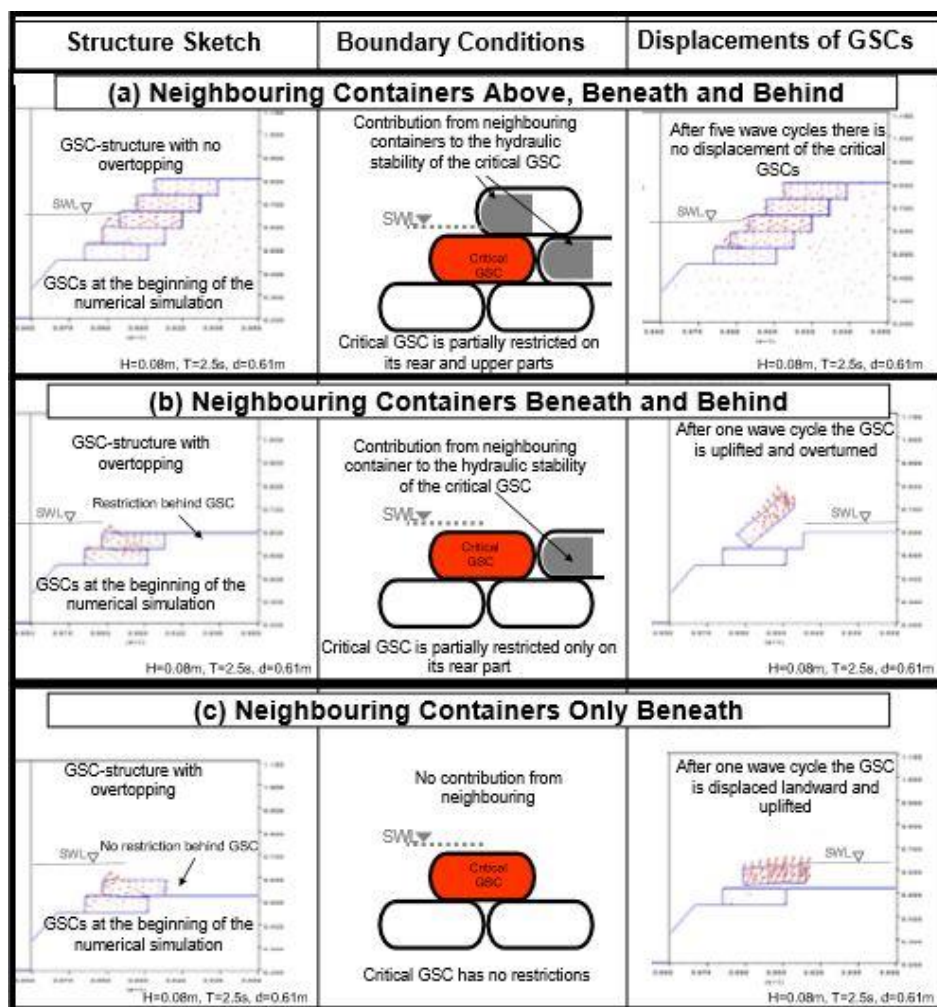
No entanto, Recio (2008) desenvolveu uma formulação – Equação 2.3 e 2.4 – para geocontentores em que são introduzidos coeficientes que levam em consideração a deformação, nomeadamente por deslizamento e tombamento. Para o desenvolvimento desta formulação

o autor conduziu ensaios para verificar os processos que afectam a estabilidade hidráulica da estrutura.

As conclusões do autor (*op. cit.*) podem ser sumarizadas da seguinte forma:

- A permeabilidade da estrutura em si está dependente do espaço entre geocontentores, isto é, quanto menor o geocontentor menor o coeficiente de permeabilidade da estrutura; pelo que a permeabilidade da estrutura é significativamente reduzida se existir uma segunda camada de geocontentores, imbricados, de forma a obstruírem os espaçamentos entre geocontentores da primeira camada;
- A configuração, isto é, a posição dos geocontentores, influencia a permeabilidade, sendo que geocontentores colocados de forma aleatória ou longitudinais tem um coeficiente de permeabilidade semelhante e superior aos colocados de forma transversal à direção da ondulação; no entanto, os geocontentores posicionados de forma aleatória oferecem menor resistência;
- A estrutura de menor permeabilidade, como esperado, oferece menor resistência contra a ação das ondas e, no caso de existir uma segunda camada com permeabilidade alta, reduz-se a pressão conferindo-lhe maior estabilidade hidráulica;
- Movimentos internos de areia ocorrem unicamente no caso de ondas de grandes dimensões, com capacidade para moverem parcialmente o geocontentor; A nova redistribuição de areia reduz as zonas de contacto entre os geocontentores promovendo o movimento na direção da ondulação (*pull out effect*) e iniciando um novo ciclo de movimentos internos de areia; estes estão dependentes do rácio de enchimento que deverá sempre ser maior ou igual a 80%;
- As deformações afetam a estabilidade hidráulica pela redução de área de contacto entre geocontentores, reduzindo as forças resistentes dos mesmos;
- Formam-se vórtices nas áreas entre os geocontentores durante a fase de *up-rush*; o *up-rush* e *downrush* das ondas induzem um regime turbulento próximo do revestimento, sendo expectável um regime laminar dentro dos geocontentores;
- As ondas que rebentam diretamente na estrutura não são tão críticas quanto esperado, possivelmente pela flexibilidade dos geocontentores, que ajuda a atenuar a pressão;
- O geocontentor de estabilidade hidráulica mais crítica num talude de revestimento é o colocado imediatamente abaixo do nível médio da água – Figura 4.7;

O nível de maré considerado em projeto é de 4,34 m – secção 3.1.2. Os geocilindros de base encontram-se imediatamente a baixo deste nível – Figura 3.7 – e, de acordo com as roturas referidas na Tabela 4.1 – as zonas mais afetadas, principalmente em caso de abertura, são precisamente os geocilindros de base.



Fonte: Recio, 2008

Figura 4.7 - Identificação do geocontentor com menor estabilidade hidráulica, estudo da influência de geo-contentores vizinhos na estabilidade

Para aplicar as equações 2.3 e 2.4 de Recio (2008) o autor propõem o fluxograma apresentado na Figura 4.8.

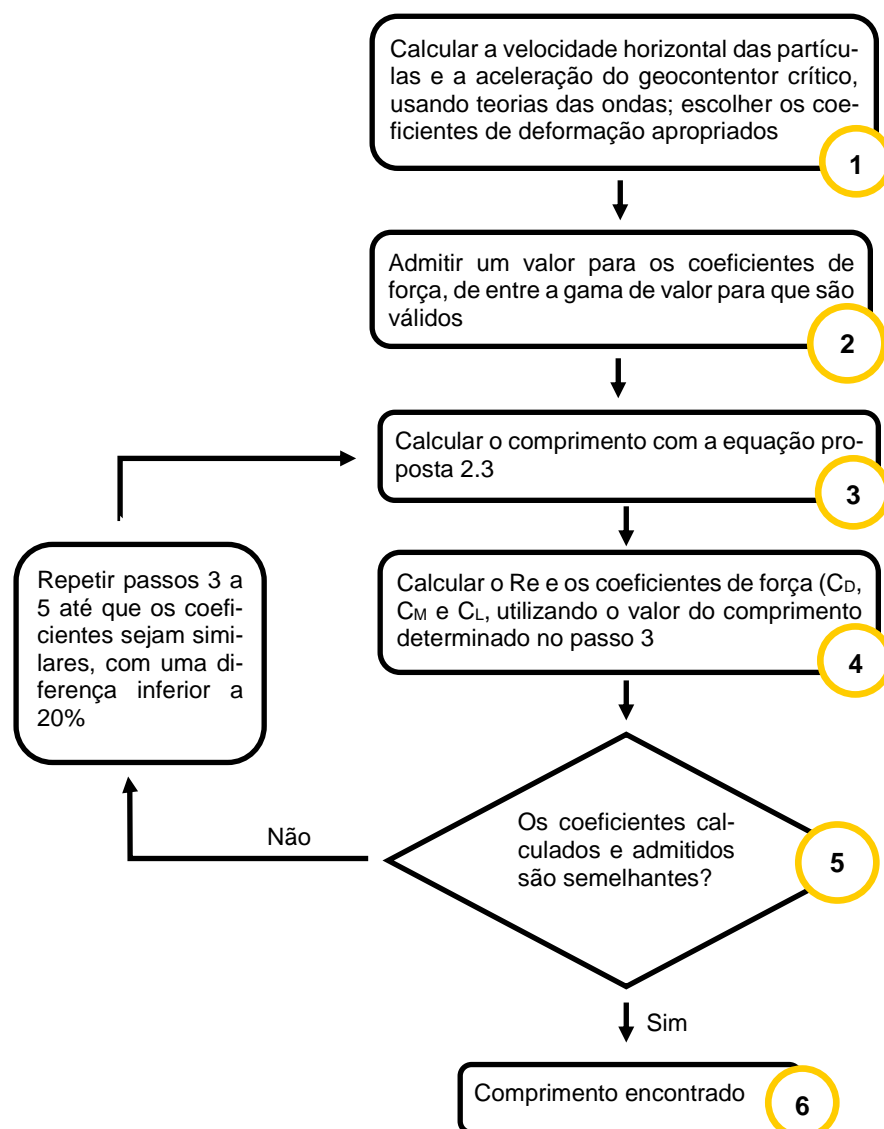


Figura 4.8 - Fluxograma para a aplicação das equações 2.3 e 2.4

Para a aplicação da equação 2.3 foram utilizados os mesmos dados que no projeto da Polis Litoral Norte, S.A. (2013), no cálculo da velocidade horizontal das partículas, nomeadamente:

- altura significativa ao largo de 8,5 m e de 9,5 m;
- período de pico de 12 e 14 s.

Tendo-se obtido um valor de velocidade horizontal das partículas de 2.23 m/s.

Também do projeto (*op. cit.*) foram retirados os restantes dados:

- Densidade da areia, considerando um enchimento a 80%, de 1442;
- Atrito entre geocilindros de 0.65.

Os coeficientes de deformação foram selecionados com base nos propostos pelo autor (*op. cit.*) e que se apresentam na Figura 4.9.

	$KS_{CD} = 1.40$ $KS_{CM} = 1.00$ $KS_{CL} = 0.94$ $KS_R = 0.70$	$KO_{CD} = 1.54$ $KO_{CM} = 1.1$ $KO_{CL} = 0.80$ $KO_R = 0.92$	$C_D = -2 \times 10^{-5} Re + 6.81$ with $1.3 \leq C_D \leq 6.5$ $C_M = 0.60$ $C_L = 1 \times 10^{-5} Re - 0.612$ with $0.2 \leq C_L \leq 1.4$
	$KS_{CD} = 1.40$ $KS_{CM} = 1.00$ $KS_{CL} = 0.94$ $KS_R = 1.60$	Not applicable (GSC pulled out seaward)	$C_D = -3 \times 10^{-5} Re + 8.9$ with $2.5 \leq C_D \leq 9$ $C_M = 0.30$ $C_L = 1 \times 10^{-5} Re - 0.587$ with $0.3 \leq C_L \leq 1.2$

Fonte: Recio, 2008

Figura 4.9 - Pormenor dos coeficientes propostos para a aplicação das equações 2.3 e 2.4

Assumiu-se um Re de 10 000, por estar dentro da ordem de valores aceites para aplicação da equação em questão e por ser um valor para o Oceano Atlântico plausível.

Na Tabela 4.2 apresentam-se os resultados do dimensionamento dos geocilindros aplicando a equação 2.3, para considerando o caso de deslizamento e de tombamento.

Tabela 4.2 - Resultados do dimensionamento dos geocilindros utilizando a equação 2.3 de Recio (2008)

Posição		Deslizamento		Tombamento	
		Comprimento (m)	Massa (Kg)	Comprimento (m)	Massa (Kg)
Lado do Mar	Base	6.08	28489	N. A.	N. A.
	Meio	6.08	28489	N. A.	N. A.
	Topo	9.98	117801	2.20	1536
Lado do Rio	Base	6.08	28489	N. A.	N. A.
	Topo	9.98	117801	2.20	1536

Salienta-se, no entanto, que Recio (2008) determinou a equação 2.3 com base em alguns pressupostos, nomeadamente a configuração admitida coloca os geocilindros em posição longitudinal à direção de onda; considerando as dimensões da Tabela 4.2, tal traduz-se em mais geocilindros e um revestimento mais alargado da restinga.

Na Figura 4.10 apresenta-se uma representação esquemática da configuração do reforço da restinga utilizando a configuração proposta por Recio (2008).

Acresce referir que Recio (2008) considera a largura como sendo 0.5 vezes o comprimento e a altura como sendo um quinto do comprimento.

Deste modo teríamos, de acordo com os comprimentos apresentados na Tabela 4.2, as dimensões de geocontentores indicadas na Tabela 4.3.

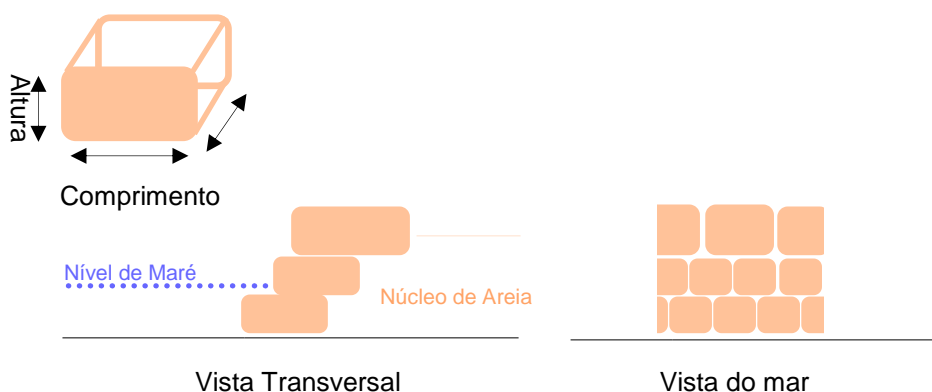


Figura 4.10 - representação esquemática da configuração da restinga com os pressupostos propostos por Recio (2008)

Tabela 4.3 - Dimensões dos geocontentores atendendo ao comprimento apresentado na Tabela 4.2

Posição		Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)
Lado Mar	Base/Meio	6	3	1.2
Lado do Rio	Topo	10	5	2

O facto de esta formulação apresentar geocontentores de dimensões mais reduzidas e perpendiculares à linha da costa traduz-se num maior número dos mesmos relativamente ao número de geocilindros colocados, o que na prática constitui um aumento na despesa, no entanto, confere mais resistência à estrutura sob ataque de ondas.

Conforme referido na secção 3.3.1, os geocilindros foram dimensionados com um diâmetro de 5 m, tendo o mesmo sido justificado pela equação 2.5 de van Steeg e Vastenburg (2010). No entanto, é omissa do projeto qualquer justificação para a determinação do comprimento dos geocilindros em 50.0 m.



Conclusões

5 CONCLUSÕES

A motivação desta dissertação, que se repete ao longo deste trabalho e também da bibliografia, é a incerteza relativamente ao comportamento das estruturas de proteção litoral que consistem em geossistemas quando sujeitas a regimes hidrodinâmicos de elevada energia.

Efetivamente e apesar da boa aceitação que este tipo de estruturas tem para outros regimes, verifica-se uma reserva na escolha deste tipo de soluções em Portugal motivada, certamente, pelos poucos casos registados, e pela incerteza associada ao dimensionamento, à durabilidade e ao comportamento geral da estrutura, em regimes energéticos.

Outra das principais preocupações na utilização de geossistemas em proteção costeira advém de a água, para além da onda, por vezes também transportar materiais sólidos, que podem ser cortantes e provocar rotura dos geomateriais, pelo que estes devem ser protegidos com uma cobertura sedimentar.

Da análise do projeto abordada no Capítulo 3, salienta-se a disparidade nos resultados apresentados para o dimensionamento do diâmetro dos geocilindros. Quatro fórmulas foram utilizadas, e embora duas delas tenham resultados na mesma ordem de valores, as outras duas resultaram em valores singulares e em nada semelhantes aos restantes. Salienta-se, ainda, a omissão de justificação no dimensionamento do comprimento dos geocilindros utilizados, não permitindo fazer considerações sobre o tema.

Acresce referir que nenhuma das equações existentes para este tipo de estruturas considera a resistência intrínseca do material geotêxtil, sendo, portanto, difícil garantir um bom comportamento da estrutura, ainda que apresente aparente estabilidade hidráulica.

Porto (2013), conduziu ensaios de modelo reduzido para o reforço aplicado à restinga de Ofir, com as características e configuração apresentada em projeto. Contudo, efetuou um modelo reduzido em que, nem o geotêxtil, nem a areia, estão à escala, pelo que as conclusões que obteve apenas podem ser interpretadas em função da eficiência hidráulica da solução, mas não a nível da resistência e estabilidade da mesma. E mesmo a nível da eficiência hidráulica, há que considerar que a restinga de Ofir, pela sua singularidade de fazer fronteira entre o oceano e o rio, está sujeita ao regime marítimo do lado poente e ao regime fluvial do lado nascente. Nos ensaios conduzidos por aquele autor, apenas foram replicadas as conduções marítimas, condicionando os resultados do lado nascente.

Ainda assim, os resultados obtidos pelo autor acima citado corroboram as conclusões de Recio (2008), uma vez que, também nestes ensaios, os geocilindros de base apresentaram uma estabilidade mais crítica, pela sua posição imediatamente abaixo do nível de maré, tendo-se verificado uma tendência para o deslizamento.

Dos dados disponíveis, verifica-se que os galgamentos da estrutura são inevitáveis, considerando a cota de coroamento do reforço da restinga, uma imposição à implantação do projeto, por razões paisagísticas. Na situação de galgamentos, o caudal galgado escoar-se principalmente pela zona das juntas dos geocilindros, provocando erosões localizadas, que fragilizam a estrutura.

Teoricamente, a estrutura iria beneficiar de uma configuração na colocação dos geocilindros perpendiculares à linha da costa, conforme testado no Capítulo 5; assim permitisse o orçamento do projeto. Outra alternativa que poderia ajudar à estabilização, teria sido a existência de um desfaseamento dos alinhamentos do geocilindro e a aplicação de uma manta de geotêxtil na zona posterior aos mesmos, para mitigar os efeitos erosivos localizados.

Caso não houvessem as referidas restrições paisagísticas e legislativas a impedir a introdução de elementos artificiais, a estrutura poderia ser protegida com um revestimento, senão em areia, que implicaria uma manutenção anual, pelo menos em enrocamento, devidamente dimensionado e que garantisse a integridade dos geocilindros. Há, assim, escolhas que têm de ser efetuadas.

Assim, esta investigação deve prosseguir no sentido de validar, ou não, a utilização de geossistemas em meios mais energéticos e muito há para investigar, quer no que refere à durabilidade dos geossistemas, onde se deverão utilizar os fluidos do local em que vão estar inseridos (neste caso, do Rio Cávado), quer na realização de modelos reduzidos, nos quais a escala da tecelagem dos geossintéticos como dos respectivos enchimentos deverá ser tida em consideração.



Referências

REFERÊNCIAS

- ANPC. (2010). Riscos Costeiros - Estratégias de Prevenção, Mitigação e Protecção no Âmbito do Planeamento de Emergência e Ordenamento do Território. Caderno 15. Cadernos Técnicos PROCIV.
- Antunes do Carmo, J., Reis, C. S., & Freitas, H. (Novembro de 2010). Working with nature by protecting sand dunes: Lessons learned. *Journal of coastal research*, 26, pp. 1068-1078.
- Ashis, M. (Abril de 2015). Application of geotextiles in Coastal Protection and Coastal Engineering Works: An overview. *International Research Journal of Environment Sciences*, 4, pp. 96-103.
- Bathurst, R. J. (10 de Dezembro de 2015). IGS Portugal. Obtido de <http://www.spgeotecnia.pt/upload/docs/Documentos%20IGS/FOLHETOS/Funcoes%20dos%20Geossint%C3%A9ticos.pdf>
- Bezuijen, A., Vastenburg, E., & van Steeg, P. (2012). Design aspects for geotextile encapsulated structures in Coastal Engineering. EUROGEO5. Valência.
- Coelho, C. (2005). Riscos de Exposição de Frentes Urbanas para Diferentes Intervenções de Defesa Costeira. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil. Universidade de Aveiro.
- das Neves, L. (2003). Geossintéticos e Geossistemas em Engenharia Costeira. Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia do Ambiente - Ramo Ambientes Costeiros. FEUP.
- das Neves, L. (2011). Experimental stability analysis of geotextile encapsulated-sand systems under wave-loadin. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil. FEUP.
- das Neves, L., Lopes, M., Veloso-Gomes, F., & Taveira-Pinto, F. (2009). Experimental stability analysis of geotextile sand-filled containers for dune erosion control. *Journal of coastal research*, SI 56 , pp. 487-490.
- Estevão, A. (2016). Comunicação directa. Polis Litoral Norte, S. A. Viana do Castelo
- Ferreira Gomes, L. M. (2001). Geotêxteis e suas Aplicações. Seminário: A Indústria Têxtil nos caminhos da Inovação. UBITEX - Universidade da Beira Interior. Covilhã. pp. 10-20
- Garcia, S. (2007). Aplicação Informática de Apoio à selecção de sistemas de protecção costeira com geossintéticos. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia do Ambiente. FEUP. Porto.

- Google Earth. (18 de Abril de 2016). Obtido de <https://www.google.com/earth/>
- Irmãos Cavaco, SA. (12 de Fevereiro de 2016). Obtido de <http://www.icsa.pt/client/skins/home.asp>
- Kiran, A., Ravichandran, V., & Sivakholundu, K. (2015). Stability analysis and design of offshore submerged breakwater constructed using sand filled geosynthetic tubes. Elsevier Procedia Engineering, vol. 116, pp. 310-319.
- Koffler, A., Choura, M., & Zengerink, E. (25 de Setembro de 2008). Geosynthetics in protection against erosion for river and coastal banks and marine and hydraulic construction. Springer Science + Business Media, vol. 12, pp. 11-17.
- Loureiro, E. J. (2006). Indicadores geomorfológicos e sedimentológicos na avaliação da tendência evolutiva da zona costeira (Aplicação ao concelho de Esposende). Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Ciências. Universidade do Minho.
- Marinho, B. (2013). Procedimentos no Estudo de Obras de Defesa Costeira. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade de Aveiro.
- Masria, A., Iskander, M., & Negm, A. (2015). Coastal protection measures, case study (Mediterranean zone, Egypt). Journal of Coastal Conservation, vol. 19, pp. 281-294.
- Morais, L. (2010). Efeitos de Escala Associados à Modelação Física de Geocontentores. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. FEUP.
- Palma, D., Santos-Ferreira, A., & Silva, P. F. (2016). Ofir spit (Portugal): An assessment of geotubes performance in coastal protection. Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development - Geotec Hanoi 2016. Hanoi: Phung (edt). ISBN 978-604-82-0013-8.
- Payocean. (12 de Fevereiro de 2016). Obtido de <https://www.playocean.net/>
- Pinho Lopes, M., & Lopes, M. d. (2010). A Durabilidade dos Geossintéticos (1ª ed.). Porto: FEUP edições.
- Polis Litoral Norte, S.A. (2013). Manutenção e reforço do cordão dunar da restinga de Ofir. Não publicado.
- Porto, A. (2013). Estudo Laboratorial do Comportamento de uma Restinga Movel Confinada por Cilindros Geossintéticos. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. FEUP.
- Proman. (2015). Polis Litoral Norte, Empreitada de manutenção e reforço do cordão dunar da restinga de Ofir. Não Publicados.

- Recio, J. (2008). Hydraulic Stability of Geotextile Sand Containers for Coastal Structures - Effect of deformations and Stability formulae. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia. Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig.
- Robrini, M., & Silva, M. (2014). Projeto gestão integrada e sustentável dos recursos hídricos transfronteiriços na bacia do rio Amazonas considerando a variabilidade e as mudanças climáticas. Brasil: OTCA / GEF / PNUMA.
- Rodrigues, L. A. (2010). Gestão de sedimentos na zona costeira - alimentações artificiais. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade de Aveiro.
- Shin, E., & Oh, Y. (2007). Coastal erosion prevention by geotextile tube technology. *Geotextiles and Geomembranes*, 25, pp. 264-277.
- Tayade, B., Mahalingaiah, A., Gokhale, N., & Kudale, M. (2015). Importance of location and alignment of geotextile tubes for the coastal protection measures. *Aquatic Procedia*, 4, pp. 190-197.
- TVI24. (24 de Outubro de 2008). Costa da Caparica: obras não terminam hoje. TVI24. Obtido em 03 de Fevereiro de 2016, de <http://www.tvi24.iol.pt/areia/erosao/costa-da-caparica-obras-nao-terminam-hoje>
- USACE. (2002). Coastal engineering manual, EM 1110-2-1100. Coastal Engineering Research Center,, Part I .
- Veloso Gomes, F. & Taveira Pinto, F. (1999). Reconstruction and repair of Portuguese coastal defence structures. *Coastal Structures'99*. Rotterdam. pp. 977-984



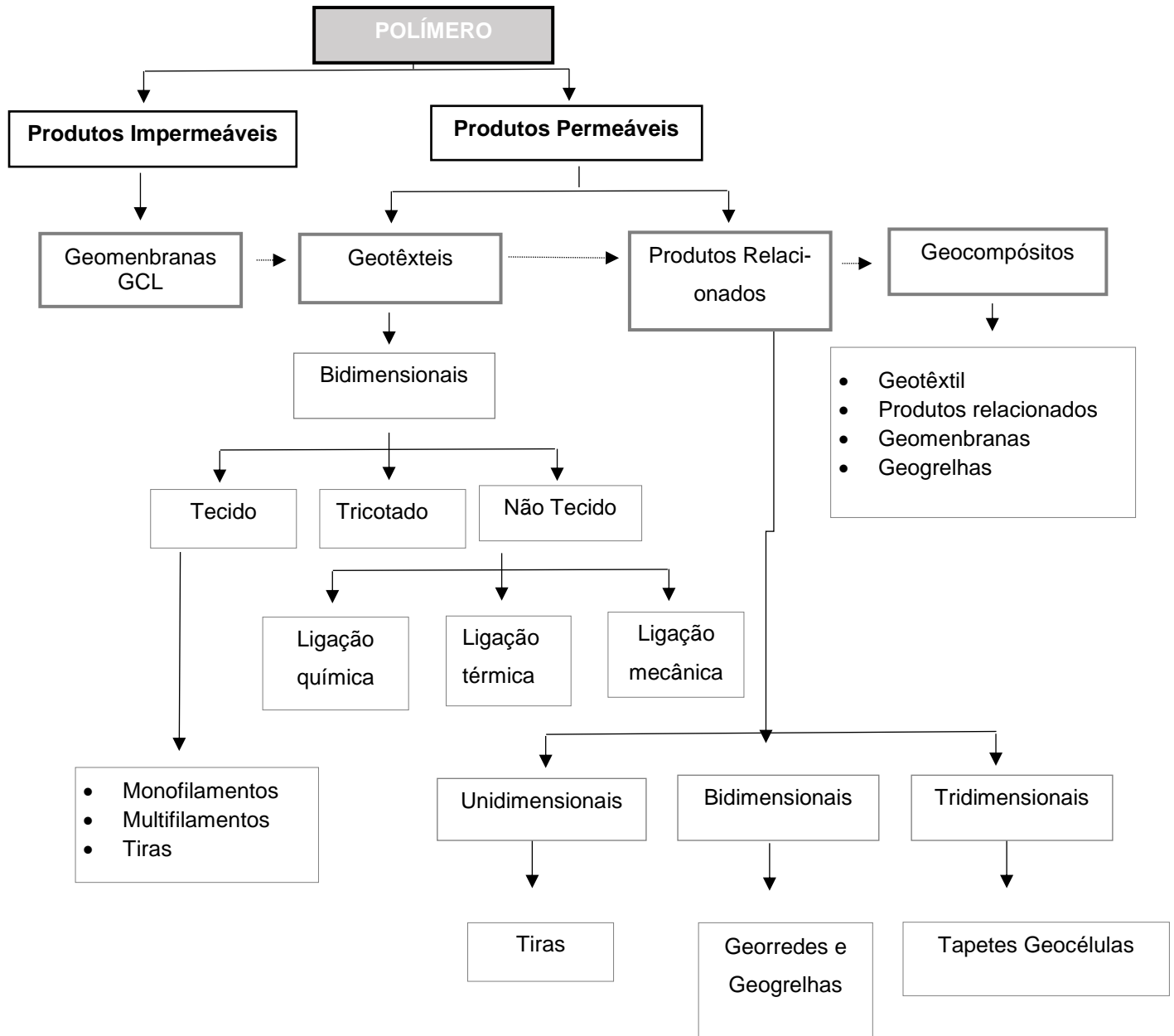
Anexos

ANEXOS

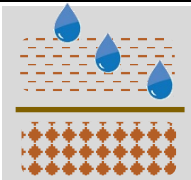
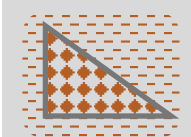
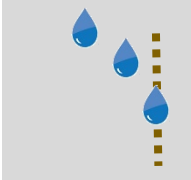
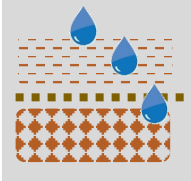
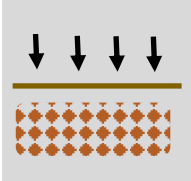
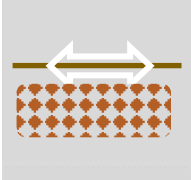
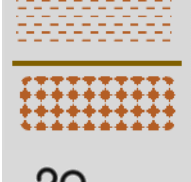

Anexo 1. Propriedades dos polímeros (adaptado de Pilarczyk, 2000 in das Neves, 2003)

Polímero Constituinte	Massa volúmica kg/m³	Resistência à tração N/mm²	Módulo de Elas- ticidade N/mm²	Deformação na cedência %	
PET	1380	800 – 1200	12000 – 18000	8 – 15	
PP	900	400 – 600	2000 – 5000	10 – 40	
PE	PEAD	950	350 – 600	600 – 6000	10 – 45
	PEBD	920	80 – 250	200 – 1200	20 – 80
PA	1140	700 – 900	3000 – 4000	15 – 30	
PVC	1250	20 – 50	10 – 100	50 – 150	

Anexo 2. Classificação dos geossintéticos de acordo com a estrutura resultante da técnica usada no fabrico (adaptado Pinho Lopes & Lopes, 2010).



Anexo 3. Principais funções dos geossintéticos (Adaptado de Bathurst, 2015)

	Função	Descrição
	Barreira (Barrier)	Utilização do geossintético para limitar a migração de fluidos ou gases
	Contenção (Containment)	Utilização do geossintético com uma forma geométrica específica para receber o solo ou outros materiais, evitando a sua perda. O material toma a forma geométrica que o geossintético apresenta
	Drenagem (Drainage)	Utilização do geossintético para recolha e transporte de fluidos
	Filtração (Filtration)	Utilização do geossintético para a retenção do solo ou de outras partículas sujeitas a forças hidrodinâmicas, permitindo a passagem de fluídos
	Proteção (Protection)	Utilização do geossintético para evitar ou reduzir danos locais de uma superfície ou camada
	Reforço (Reinforcement)	Utilização da capacidade de resistência à tração do material para melhorar as propriedades mecânicas do solo ou de outros materiais
	Separação (Separation)	Utilização do geossintético para prevenção da mistura de solos adjacentes dissimilares e/ou outros materiais
	Controlo da erosão superficial (Surface erosion control)	Utilização do geossintético para prevenção ou limitação do movimento do solo ou outras partículas à superfície, por ação da água, chuva e vento

Anexo 4. Comparação de normas entre diferentes organismos (Adaptado de Pinho Lopes & Lopes, 2010)

<i>Tema</i>	<i>ISO</i>	<i>CEN</i>	<i>ASTM</i>
Terminologia /vocabulário	ISO 10318:1990	EN ISO 10318:1991	D4439-02
Amostragem e preparação de provetes	ISO 9862:1990	EN ISO 9862:2005	D4454-99 (2004)
Determinação da massa por unidade de área	ISO 9864:1990	EN ISO 9864:2005 EN 14196:2005	D5261-92 (2003) D5993-99 (2004)
Determinação da espessura	ISO 9863-1:2005 ISO 9863-2:1996	EN ISO 9863-1:2005 EN ISO 9863-2:1996	D5199-01 (2006) D6525-00 (2006) D5994-98 (2003)
Determinação das propriedades de tração em tiras largas	ISO 10319:2008	EN ISO 10319:2008	D4595-05 D4885-01 (2006)
Determinação da resistência das juntas/ costuras	ISO 10321:2008	EN ISO 10321:2008	D4884-96 (2003) D4437-08 D4545-86 (1999) D6214-98 (2003) D6365-99 (2006) D6392-08 D7056-07 D7277-06 D7408-08
Determinação da resistência ao punçoamento – ensaio CBR	ISO 12236:2006	EN ISO 12236:2006	D4833-07 D6241-99
Simulação da danificação por abrasão	ISO 13427:1998	EN ISO 13427:1998	D4886-88 (2002)
Determinação das propriedades de fluência em tração	ISO 13431:1999	EN ISO 13431:1999	D5262-07
Determinação das propriedades de fluência em compressão	ISO/FDIS 25619-1	EN 1897:2001	D7361-07
Determinação do comportamento em compressão	ISO/FDIS 25619-2		D6364-06 D6244-06
Determinação da permissividade sem carga	ISO 11058	EN ISO 11058	
Determinação da transmissividade	ISO 12958	EN ISO 12958	
Determinação da dimensão característica das aberturas	ISO 12956:1999	ISO 12956:1998	

Anexo 5. Planta da intervenção na Restinga de Ofir com a identificação dos geocilindros – cada um com 50 m de comprimento (Fonte: Polis Litoral Norte, 2013)

